



# Etude du comportement mécanique de micropieux modèles en chambre d'étalonnage. Application aux effets de groupe

Roméo Francis

## ► To cite this version:

Roméo Francis. Etude du comportement mécanique de micropieux modèles en chambre d'étalonnage. Application aux effets de groupe. Mécanique [physics.med-ph]. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1997. Français. NNT : . tel-00523154

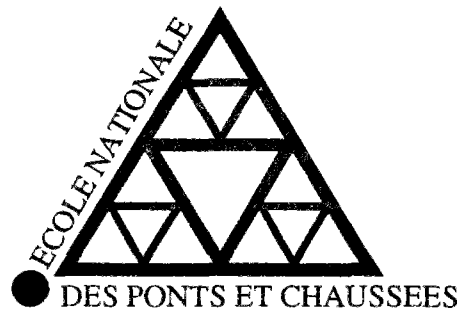
**HAL Id: tel-00523154**

**<https://pastel.archives-ouvertes.fr/tel-00523154>**

Submitted on 4 Oct 2010

**HAL** is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.



7

**THÈSE**  
**présentée pour l'obtention du diplôme de**  
**DOCTEUR**  
**DE**  
**L'ÉCOLE NATIONALE DES PONTS ET CHAUSSEES**

**Spécialité : Géotechnique**

**présenté par :**

**Roméo Francis**

**Sujet de la thèse :**

**Etude du comportement mécanique de micropieux modèles en chambre  
d'étalonnage. Application aux effets de groupe**

Soutenue à Champs-sur-Marne, le 27 OCTOBRE 1997

devant le jury composé de :

Président : **François SCHLOSSER**

Rapporteurs : **Pierre FORAY**  
**Claude PLUMELLE**

Examineurs : **Jean CANOU**  
**Jean-Claude DUPLA**  
**Jacques GARNIER**  
**Eric LECA**

Thèse préparé au sein du Centre d'enseignement et de recherche en mécanique des sols  
(CERMES, ENPC/LCPC)



*A la mémoire de mes parents et de mon oncle*

*A tous les membres de ma famille*





## REMERCIEMENTS

Je tiens à remercier Jean Canou pour avoir dirigé avec beaucoup de rigueur ce travail. Ses compétences et son expérience m'ont été d'un grand soutien tout le long de cette recherche.

Je souhaite remercier Jean-Claude Dupla pour avoir participé à l'encadrement de ce travail. Il m'a permis, par ses connaissances techniques et scientifiques, de surmonter de nombreux problèmes.

Mes remerciements vont ensuite aux responsables techniques qui ont participé à la conception et à la mise au point des dispositifs expérimentaux, et notamment MM. Jean Lafon du service d'étude des prototypes du LCPC et Emmanuel de Laure du CERMES.

Je remercie MM. Pierre Foray, professeur à l'université Joseph Fourier de Grenoble, Jacques Garnier, Directeur de recherche au LCPC, Eric Leca, maître de conférences à l'ENPC, Claude Plumelle, Professeur au CNAM ainsi que François Schlosser, professeur honoraire à l'ENPC, pour avoir bien voulu examiner ce travail.

Je pense aux étudiants dont j'ai assuré l'encadrement au cours de ce travail, et en particulier Karim Ayari, Omar Baouane, Sofiane Benhamadouche, Hélène Félix, Thibaut Guillemot, Marc-Henry Lebrun, Alain Le Kouby, Nicolas Poncet et Madline Tassin. Leur sérieux et leur efficacité ont contribué pour une bonne part au développement de ces recherches, et qu'ils trouvent ici l'expression de ma gratitude.

Je tiens finalement à remercier tous les membres du CERMES qui ont contribué à maintenir une bonne ambiance au sein de l'équipe tout au long de ces travaux.



## **TABLE DES MATIERES**

<b>INTRODUCTION GENERALE.....</b>	<b>1</b>
-----------------------------------	----------

---

<b><i>I. ELEMENTS BIBLIOGRAPHIQUES.....</i></b>	<b><i>4</i></b>
---	-----------------

---

<b>I.1.GENERALITES SUR LES MICROPIEUX ET DOMAINES D'APPLICATION.....</b>	<b>5</b>
--	----------

<b>I.1.1. Généralités sur les micropieux.....</b>	<b>5</b>
---	----------

<b>I.1.2. Domaines d'applications.....</b>	<b>7</b>
--	----------

<b>I.2. COMPORTEMENT MECANIQUE DES FONDATIONS PROFONDES ISOLEES SOUS CHARGEMENT MONOTONE.....</b>	<b>10</b>
---	-----------

<b>Introduction.....</b>	<b>10</b>
--------------------------	-----------

<b>I.2.1. Installation d'une fondation profonde isolée.....</b>	<b>10</b>
---	-----------

<b>I.2.1.1. Généralités.....</b>	<b>10</b>
----------------------------------	-----------

<b>I.2.1.2. Visualisation globale du comportement du massif au cours de                 l'installation.....</b>	<b>11</b>
---	-----------

<b>I.2.1.3. Comportement de l'interface en cours de cisaillement : approche                 avec un appareil de cisaillement simple annulaire.....</b>	<b>14</b>
--	-----------

<b>I.2.1.4 Conséquences pratiques de l'installation : contraintes résiduelles en                 pointe et sur le fût.....</b>	<b>15</b>
--	-----------

<b>I.2.2. Chargement d'une fondation profonde isolée.....</b>	<b>17</b>
---	-----------

<b>Introduction.....</b>	<b>17</b>
--------------------------	-----------

<b>I.2.2.1. Chemin de contraintes à l'interface sol-pieu.....</b>	<b>17</b>
---	-----------

<b>I.2.2.2. Chemin de contraintes pour le massif au voisinage de la pointe.....</b>	<b>19</b>
---	-----------

<b>I.2.2.3. Aperçu sur les paramètres influençant la capacité portante d'une                 fondation profonde.....</b>	<b>21</b>
--	-----------

<b>I.2.3. Conclusions sur le comportement des pieux isolés.....</b>	<b>28</b>
---	-----------

<b>I.3. ELEMENTS CONCERNANT LES EFFETS DE GROUPE.....</b>	<b>29</b>
---	-----------

<b>Introduction.....</b>	<b>29</b>
--------------------------	-----------

<b>I.3.1. Quantification de l'effet de groupe sur la capacité portante.....</b>	<b>30</b>
---	-----------

<b>I.3.2. Installation d'un groupe de pieux ; effets induits sur le massif de sol et             sur le pieux.....</b>	<b>36</b>
--	-----------

I.3.2.1. Effet de l'installation d'un groupe de pieux sur le massif de sable...	36
I.3.2.2. Interaction pieu-sol-pieu au cours de l'installation.....	37
I.3.3. Chargement d'un groupe de pieux.....	40
I.3.3.1. Mobilisation du frottement latéral au sein d'un groupe de pieux/micropieux.....	40
I.3.3.2. Mobilisation de la résistance en pointe au sein d'un groupe de pieux/micropieux.....	42
I.3.4. Dimensionnement d'un groupe de pieux ; méthodes adoptées actuellement pour l'évaluation de l'effet de groupe.....	44
I.3.4.1. Détermination de la capacité portante d'un groupe de pieux.....	45
I.3.4.2. Quelques remarques sur ces méthodes.....	48
I.3.5. Conclusions sur le comportement des groupes de pieux et micropieux.....	49
I.4. ELEMENTS SUR LA SIMULATION PHYSIQUE EN CHAMBRE D'ETALONNAGE.....	51
Introduction.....	51
I.4.1. La chambre d'étalonnage ; principe des essais et problèmes liés à l'effet des conditions aux bords.....	51
I.4.1.1. Principe de la chambre d'étalonnage.....	51
I.4.1.2. Effet des conditions aux bords.....	54
I.4.2. Effet d'échelle liés à la simulation physique en chambre d'étalonnage.....	61
I.4.2.1. Observations expérimentales.....	63
I.4.2.2. Effet d'échelle lié à la non satisfaction des conditions de similitude.....	64
I.4.2.3. L'effet d'échelle en frottement.....	65
I.4.3. Conclusions.....	70
<b><i>II. MISE AU POINT DES DISPOSITIFS EXPERIMENTAUX...71</i></b>	
INTRODUCTION.....	72
II.1. MINI CHAMBRE D'ETALONNAGE.....	72
II.1.1. Dispositif expérimental.....	72
II.1.1.1. La cellule d'essai.....	72
II.1.1.2. Les micropieux modèles.....	73
II.1.1.3. Dispositif d'installation et de chargement.....	76
II.1.2. Procédure d'essai.....	80
II.1.3. Mesures, acquisition et traitement des données.....	80

<b>II.2. DISPOSITIF D'ESSAI EN CHAMBRE D'ETALONNAGE ET PROCEDURE EXPERIMENTALE.....</b>	<b>82</b>
II.2.1. La chambre d'étalonnage et ses équipements périphériques.....	82
II.2.1.1. Principe de fonctionnement de la chambre d'étalonnage.....	82
II.2.1.2. Modifications apportées au dispositif de base en vue de l'application aux micropieux.....	84
II.2.1.3. Dispositif de pluviation du sable.....	85
II.2.2. Dispositif d'installation et de chargement des modèles.....	88
II.2.2.1. Dispositif de mise en place des modèles de micropieux.....	89
II.2.2.2. Dispositif de chargement des modèles de micropieux.....	91
II.2.3. Les micropieux modèle.....	94
II.2.4. Procédure d'essai.....	97
II.2.4.1. Fabrication du massif de sable à la densité voulue.....	97
II.2.4.2. Mise sous contrainte du massif.....	98
II.2.4.3. Installation du (ou des) micropieux par fonçage.....	102
II.2.4.4. Réalisation de l'essai de chargement.....	105
II.2.4.5. Démontage de l'essai.....	107
II.2.5. Récapitulatif de l'instrumentation, des mesures, acquisition et traitement des données.....	107

---

### ***III. ETUDE EXPERIMENTALE DU COMPORTEMENT DE MICROPIEUX MODELES ISOLEES EN MINI CHAMBRE D'ETALONNAGE.....110***

---

INTRODUCTION.....	111
III.1. OBJECTIFS DES ESSAIS.....	111
III.2. PROGRAMME EXPERIMENTAL.....	112
III.3. PRESENTATION DES RESULTATS.....	115
III.3.1. Résultat typique.....	115
III.3.2. Répétabilité des essais.....	117
III.3.3. Influence de la contrainte de consolidation.....	118
III.3.4. Influence de l'indice de densité.....	121
III.3.5. Influence de la rugosité du fût.....	124
III.3.6. Influence de la forme de la pointe.....	126
III.4. SYNTHESE DES ESSAIS EN TERME DE CHARGE LIMITE.....	127
III.4.1. Influence de la contrainte de consolidation.....	128
III.4.2. Influence de l'indice de densité.....	130
III.5. ESSAIS SUR MODELE AVEC POINTE INSTRUMENTEE (MINI-PENETROMETRE).....	130
III.5.1. Mesures typiques réalisés en cours d'installation.....	132
III.5.2. Résistance en pointe limite pour l'inclusion isolée.....	133

---

III.5.2.1. Influence de la contrainte de consolidation sur la résistance en pointe limite.....	133
III.5.2.2. Influence de l'indice de densité sur la résistance en pointe limite.....	137
III.6. EVALUATION DU FROTTEMENT LATERAL LIMITE.....	138
III.6.1. Influence de la contrainte de consolidation sur le frottement latéral moyen limite.....	138
III.6.2. Influence de l'indice de densité sur le frottement latéral limite.....	140
III.7. CORRELATIONS AVEC LE PARAMETRE D'ETAT.....	142
CONCLUSIONS.....	145

---

## ***IV. ETUDE EXPERIMENTALE DU COMPORTEMENT DE GROUPES ELEMENTAIRES DE MICROPIEUX MODELES EN MINI CHAMBRE D'ETALONNAGE.....147***

---

INTRODUCTION.....	148
IV.1. OBJECTIFS DES ESSAIS ET METHODOLOGIE ADOPTEE.....	148
IV.2. PROGRAMME EXPERIMENTAL.....	149
IV.3. PRESENTATION DES RESULTATS.....	152
IV.3.1. Résultats typiques.....	152
IV.3.2. Influence de la contrainte de consolidation.....	154
IV.3.3. Influence de l'indice de densité.....	158
IV.3.4. Influence de l'espacement relatif.....	162
IV.3.4.1. Cas de l'ordre d'installation C5.....	162
IV.3.4.2. Cas de l'ordre d'installation C3.....	166
IV.3.5. Influence de l'ordre d'installation.....	166
IV.3.5.1. Cas d'un massif lâche ( $I_D=0,36$ ).....	169
IV.3.5.2. Cas d'un massif dense ( $I_D=0,76$ ).....	169
IV.3.5.3. Cas d'un massif à densité moyenne ( $I_D=0,5$ ).....	172
IV.4. QUANTIFICATION DES EFFETS DE GROUPES.....	174
IV.4.1. Evaluation du coefficient d'efficacité global.....	175
IV.4.1.1. Influence de la contrainte de consolidation.....	175
IV.4.1.2. Influence de la densité.....	176
IV.4.2. Evaluation du coefficient d'efficacité unitaire.....	177
IV.4.2.1. Influence de la contrainte de consolidation.....	178
IV.4.2.2. Influence de l'indice de densité.....	179

<b>IV.5. ETUDE PRELIMINAIRE DE L'EFFET DE L'ENTR'AXE ET DE L'ORDRE D'INSTALLATION SUR LES COEFFICIENTS D'EFFICACITE.....</b>	<b>180</b>
<b>CONCLUSIONS.....</b>	<b>182</b>
<b><i>V. MOBILISATION DE LA RESISTANCE EN POINTE : EXPERIMENTATION ET MODELISATION PAR UNE LOI HYPERBOLIQUE.....</i></b>	<b><i>184</i></b>
<b>INTRODUCTION.....</b>	<b>185</b>
<b>V.1. OBJECTIF DU TRAVAIL REALISE.....</b>	<b>186</b>
<b>V.2. PROGRAMME D'ESSAIS.....</b>	<b>186</b>
<b>V.3. MOBILISATION DE LA RESISTANCE EN POINTE POUR LES MODELES ISOLES.....</b>	<b>187</b>
V.3.1. Résultat typique.....	187
V.3.2. Influence de la contrainte de consolidation : cas de la pointe conique.....	188
V.3.3. Influence de l'indice de densité : cas de la pointe conique.....	190
V.3.4. Normalisation par la contrainte de consolidation.....	192
V.3.5. Influence de la forme de la pointe.....	193
<b>V.4. CAS DE GROUPES ELEMENTAIRES FORMES DE 5 MODELES. EFFET DE GROUPE SUR LA RESISTANCE EN POINTE.....</b>	<b>195</b>
V.4.1. Résultats typiques.....	195
V.4.2. Résultats obtenus pour l'ordre d'installation C5.....	197
V.4.2.1. Influence de la contrainte de consolidation.....	197
V.4.2.2. Influence de l'entr'axe relatif.....	198
V.4.3. Résultats obtenus pour l'ordre d'installation C3.....	199
V.4.3.1. Influence de la contrainte de consolidation.....	199
V.4.3.2. Influence de l'entr'axe relatif.....	200
V.4.4. Synthèse des effets de groupe observés sur la mobilisation de la résistance en pointe.....	202
<b>V.5. LOI DE MOBILISATION DE LA RESISTANCE EN POINTE.....</b>	<b>206</b>
V.5.1. L'approche hyperbolique d'Hirayama (1990): cas du pieu foré isolé.....	206
V.5.2. Application de l'approche hyperbolique pour nos résultats expérimentaux.....	208
V.5.3. L'approche d'Hirayama modifiée.....	210
V.5.4. Evolution de a et b avec la contrainte de consolidation.....	213
V.5.5. Extension de la loi hyperbolique pour prendre en compte l'effet de groupe sur la mobilisation de la résistance en pointe.....	216
V.5.5.1. Résultat typique.....	216



V.5.5.2. Etude préliminaire de l'évolution des paramètres a et b avec le niveau de consolidation, l'espacement relatif et l'ordre d'installation.....	218
V.5.6. Modélisation par une loi hyperbolique avec prise en compte des contraintes résiduelles.....	222
CONCLUSIONS.....	225
<b><i>VI. ETUDE EN CHAMBRE D'ETALONNAGE : MODELES INSTRUMENTES ISOLEES ET EN GROUPE SOUS CHARGEMENT MONOTONE.....</i></b>	<b><i>227</i></b>
INTRODUCTION.....	228
VI.1. OBJECTIF DES ESSAIS REALISES.....	228
VI.2. ETUDE PRELIMINAIRE DES CONDITIONS D'ESSAI.....	228
VI.2.1. Etalonnage de la pluviation pour le sable de Fontainebleau.....	229
VI.2.2. Détermination du coefficient $K_0$ .....	230
VI.3. PROGRAMME D'ESSAIS REALISES.....	232
VI.4. RESULTATS TYPIQUES.....	233
VI.4.1. Description détaillée d'un essai.....	233
VI.4.2. Résultats typiques enregistrés au cours du fonçage.....	234
VI.4.3. Réponse d'un modèle déjà installé lors du fonçage des modèles suivants.....	238
VI.4.4. Etude des courbes charge en tête-enfoncement au cours du chargement.....	241
VI.4.5. Résultat typique de mobilisation de la résistance en pointe et du frottement latéral pour un modèle isolé.....	244
VI.4.6. Mobilisation de la résistance en pointe et du frottement latéral au cours du chargement de la cellule de 5 inclusions.....	246
VI.5. REPETABILITE DES ESSAIS.....	249
VI.6. INFLUENCE DU NIVEAU DE CONSOLIDATION SUR L'EFFET DE GROUPE OBSERVE.....	251
VI.6.1. Essais sur modèles isolés.....	251
VI.6.2. Essais sur un groupe de micropieux modèles.....	253
VI.6.3. Quantification des effets de groupe ; coefficients d'efficacité.....	256
VI.7. INFLUENCE DE L'ORDRE D'INSTALLATION SUR L'EFFET DE GROUPE OBSERVE.....	268
VI.7.1. Présentation des courbes de mobilisation obtenues.....	268
VI.7.2. Quantification des coefficients d'efficacité sur le frottement latéral et la résistance en pointe.....	271

VI.8. INFLUENCE DE L'ENTR'AXE RELATIF.....	274
VI.8.1. Comparaison entre les courbes de mobilisation obtenues.....	274
VI.8.2. Quantification des coefficients d'efficacité sur le frottement latéral et la résistance en pointe.....	277
VI.9. APPLICATION A LA PRATIQUE.....	280
VI.10. PROPOSITION D'UNE LOI DE MOBILISATION POUR LE FROTTEMENT LATERAL ET LA RESISTANCE EN POINTE.....	283
CONCLUSIONS.....	286

---

## ***VII. PREMIERE APPROCHE DU COMPORTEMENT DES PIEUX ET MICROPIEUX MODELES SOUS CHARGEMENT CYCLIQUE.....***

---

INTRODUCTION.....	289
VII.1. ELEMENTS BIBLIOGRAPHIQUES.....	290
VII.1.1. Résultats expérimentaux.....	290
VII.1.2. Quantification des dégradations du frottement latéral.....	293
VII.1.3. Influence du chargement cyclique sur la mobilisation de la résistance en pointe.....	295
VII.1.4. Evaluation des déplacements permanents au cours du chargement cyclique.....	296
VII.1.5. Diagramme de stabilité cyclique.....	297
VII.2. OBJECTIFS DU TRAVAIL.....	300
VII.3. PROGRAMME D'ESSAIS.....	301
VII.4. PRESENTATION ET INTERPRETATION DES ESSAIS SUR DES MODELES ISOLÉS : ESSAIS CYCLIQUES A CHARGEMENT CONTROLE.....	303
VII.4.1. Essais sous sollicitation cyclique en compression.....	303
VII.4.1.1. Résultat typique.....	303
VII.4.1.2. Influence de la charge moyenne $P_m$ sur le comportement et la stabilité du pieu modèle.....	307
VII.4.1.3. Influence de l'amplitude cyclique sur le comportement et la stabilité du pieu modèle.....	310
VII.4.1.4. Essais à charge moyenne égale à l'amplitude cyclique.....	312
VII.4.1.5. Représentation par l'équation de Dyaljee et Raymond (1982) des déplacements permanents.....	317
VII.4.2. Essais sous sollicitation cyclique en traction.....	320
VII.4.3. Interprétation en terme de diagramme de stabilité cyclique.....	324
VII.4.3.1. Diagramme de stabilité cyclique (Poulos, 1988a et b).....	324

VII.4.3.2. Diagramme de stabilité cyclique unitaire pour le frottement latéral.....	328
VII.5. PRESENTATION ET INTERPRETATION DES ESSAIS REALISES SUR UN GROUPE ELEMENTAIRE DE CINQ : ESSAI CYCLIQUE A CHARGEMENT CONTROLE.....	329
VII.6. ESSAI CYCLIQUE A DEPLACEMENT CONTROLE : PRESENTATION ET INTERPRETATION.....	334
CONCLUSIONS.....	338
CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVES.....	340
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	344
ANNEXE 1.....	354
ANNEXE 2.....	359
ANNEXE 3.....	366
ANNEXE 4.....	370
ANNEXE 5.....	374
ANNEXE 6.....	379

## INTRODUCTION GENERALE

L'utilisation des micropieux en génie civil correspond à une technique relativement ancienne de confortement et de renforcement de fondations, les micropieux ayant surtout été utilisés, à l'origine, pour des problèmes de pathologie et de reprise en sous-oeuvre. La technique a d'abord été développée en Italie (Lizzi, au début des années 50), les micropieux étant alors qualifiés de "pieux racines" (pali radice). Ce n'est qu'en 1978 que le terme de micropieu apparaît dans les documents officiels correspondant à un ensemble de caractéristiques qui se précisera ensuite de plus en plus. Le domaine d'application des micropieux n'a cessé de s'étendre depuis leur apparition et, outre les problèmes de reprise en sous-oeuvre liés à des pathologies, on s'intéressera de plus en plus à cette technique pour des applications variées telles qu'amélioration des caractéristiques des sols en place, stabilisation de pentes ou fondations d'ouvrages neufs.

Malgré une utilisation de plus en plus répandue des micropieux, le dimensionnement de telles structures utilisées généralement en groupes ou en réseaux pose des difficultés importantes liées à l'existence, en général, d'interaction entre les inclusions relativement rapprochées qui se traduisent par un comportement d'un micropieu donné au sein du groupe différent du comportement du même micropieu pris isolément. L'existence de ces interactions va entraîner un comportement particulier de la structure formée par le groupe (ou le réseau), affecté par ce que l'on appelle de manière générale l'« effet de groupe » ou (de réseau). Toute la difficulté relative au dimensionnement de telles structures réside dans la quantification des interactions entre inclusions et dans l'évaluation de leur influence sur le comportement global de la structure. Ces interactions résultent du chevauchement des "zones d'influence" des micropieux, et dépendent en effet de nombreux paramètres tels que, en particulier, la nature et l'état initial du sol, le mode d'installation / fabrication des micropieux et l'entr'axe relatif entre les inclusions, l'influence de ces paramètres étant combinée, ce qui complique encore le problème.

La nécessité de clarifier les mécanismes d'interaction entre micropieux disposés en groupe (inclusions verticales) ou en réseaux (inclusions inclinées) en vue d'améliorer le dimensionnement de telles structures a été à l'origine du développement, à partir de 1993, d'un projet national, le projet FOREVER (Fondations RENforcées VERTicalement) regroupant de

nombreux organismes de recherches et partenaires industriels. Les recherches développées au sein de ce projet comportent des aspects bibliographiques, expérimentaux, théoriques et numériques, coordonnés au sein du projet, et dont l'objectif est l'amélioration des connaissances dans ce domaine avec application à l'amélioration des règles de dimensionnement.

En ce qui concerne les aspects expérimentaux reliés au projet, ceux ci comportent différents niveaux d'expérimentation, avec, en particulier, des essais sur modèles en chambre d'étalonnage et en centrifugeuse ainsi que des expérimentations spécifiques en vraie grandeur sur site expérimental.

Les travaux présentés dans ce mémoire de thèse s'inscrivent dans le cadre des recherches expérimentales réalisées dans le cadre de FOREVER. Ils sont consacrés à une étude destinée à mieux comprendre les effets de groupe à partir d'expérimentations du type chambre d'étalonnage sur modèles.

Le mémoire s'organise en sept chapitres. Le premier chapitre est consacré à une synthèse bibliographique des principaux travaux existant dans le domaine. On a par ailleurs, présenté dans ce chapitre bibliographique, les résultats des travaux consacrés à la simulation physique en chambre d'étalonnage. Le deuxième chapitre est consacré à la description des dispositifs expérimentaux développés dans le cadre de ce travail, à savoir une mini chambre d'étalonnage et une chambre d'étalonnage de taille plus importante, dont la mise au point a nécessité une période importante.

Le premier dispositif étant plus facile à mettre en oeuvre, il a permis de démarrer le travail sur des expérimentations simplifiées, et par conséquence de mieux cibler l'étude en chambre d'étalonnage. C'est ainsi que, dans le troisième et le quatrième chapitres, on présente une étude sur des modèles de diamètre 11 mm en s'intéressant au comportement des inclusions isolées et en groupes (groupe élémentaire) respectivement, les interprétations étant là réalisées en termes de charges globales.

Au cinquième chapitre, on a réalisé une étude plus détaillée de la mobilisation de la résistance en pointe possible grâce aux modèles instrumentés en pointe et toujours en mini chambre

d'étalonnage. Cette étude a permis de mettre en évidence un effet de groupe sur la résistance en pointe dépendant fortement de l'ordre d'installation.

Le sixième chapitre est consacré à la présentation de l'étude réalisée en chambre d'étalonnage. Les modèles utilisés ont ici un diamètre de 2 cm et ils sont instrumentés de manière à avoir accès à la mobilisation de la résistance en pointe et du frottement latéral, mesurés de manière indépendante. Dans ce chapitre, on quantifie des coefficients d'efficacité pour le frottement latéral et pour la résistance en pointe séparément, et on montre leur évolution en fonction des paramètres de base étudiés.

Le septième et dernier chapitre aborde le cas des chargements cycliques verticaux, et s'intéresse en particulier à la notion de diagramme de stabilité cyclique et à la dégradation du frottement latéral sous chargement cyclique.

Ces sept chapitres sont suivis d'une conclusion générale reprenant les principaux résultats mis en évidence dans le cadre de ce travail.



## ***CHAPITRE I***

### ***ELEMENTS BIBLIOGRAPHIQUES***





## **I.1. GENERALITES SUR LES MICROPIEUX ET DOMAINES D'APPLICATION**

### **I.1.1. Généralités sur les micropieux**

Les micropieux constituent une technique de renforcement relativement ancienne, mais ce n'est que récemment que l'on voit apparaître leur nom dans les documents officiels notamment dans le document technique unifié 13.2 paru en 1978, où l'on ne décrit alors que deux types de micropieux. En 1991, ce document présente quatre types de micropieux correspondant à des nominations devenues courantes pour les pieux de diamètre inférieur à 25 cm.

La technologie des micropieux ainsi que les modes d'exécution associés ont été assez largement étudiés et présentés dans différents rapports. Sans que notre liste soit exhaustive, on pourra se référer à Lizzi (1982a), Bustamante et Doix (1985), Schlosser *et al.* (1992), Amar (1993), Vezole (1994), Plumelle (1994).

C'est pour cette raison que l'on se contentera de présenter brièvement, dans la suite de ce paragraphe, les différents types de micropieux utilisés en France en suivant l'ordre de présentation du DTU :

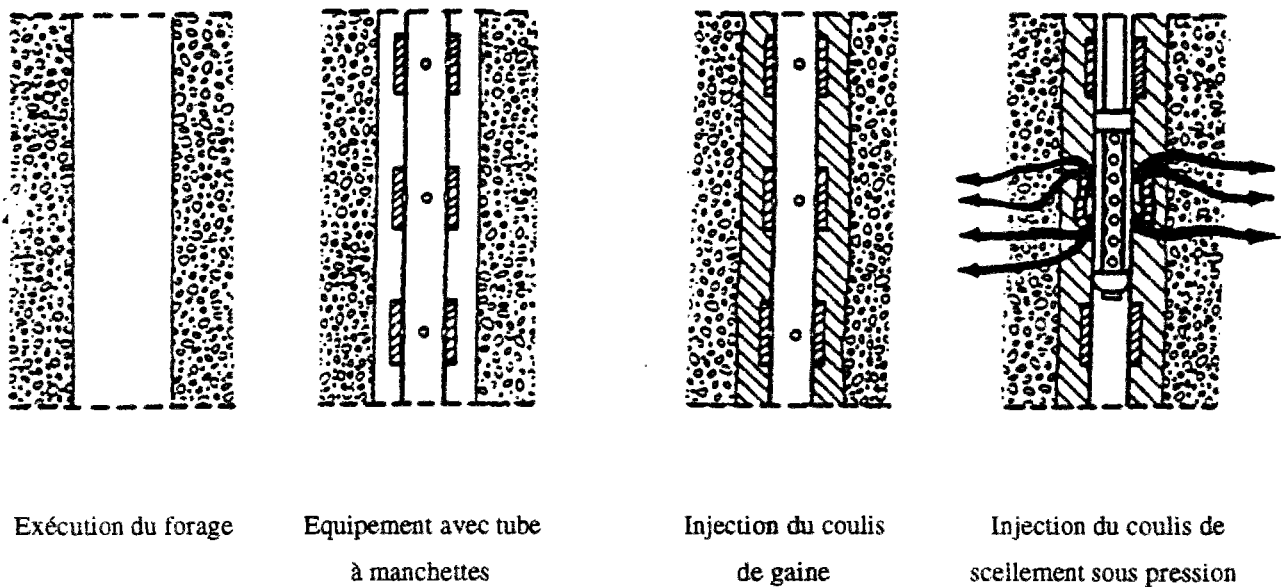
*Type I* : c'est le micropieu le plus ancien et le moins utilisé actuellement. On l'appelle aussi pieu racine (pali radice). Le forage est rempli de mortier de ciment fortement dosé au moyen d'un tube plongeur. Il n'est pas forcément équipé d'armatures.

*Type II* : c'est un micropieu équipé d'armatures et le forage est rempli de coulis ou de mortier par gravité ou sous faible pression moyennant un tube plongeur. Les armatures peuvent être mises en place après le remplissage du forage par du coulis. L'injection gravitaire peut être faite en une ou deux phases, la deuxième phase s'effectuant après un temps suffisant pour l'essorage, mais avant le début de prise.

*Type III et IV* : pour ces types de micropieux, le forage est muni d'armatures et d'un dispositif d'injection constitué d'un tube à manchettes pris place dans un coulis de gaine mis en place gravitairement. Si l'armature est un tube, ce tube peut jouer le rôle du système d'injection en l'équipant des manchettes. La pression d'injection  $P_i$  doit-être supérieur ou égale à 1 MPa.

Dans le cas du *Type III*, l'injection est globale et unitaire (IGU) et elle est faite en tête. Pour les micropieux *Type IV*, on procède à une injection répétitive et sélective (IRS). Il est signalé dans le même document que, lorsque la nature du sol le permet, le forage peut être remplacé par le

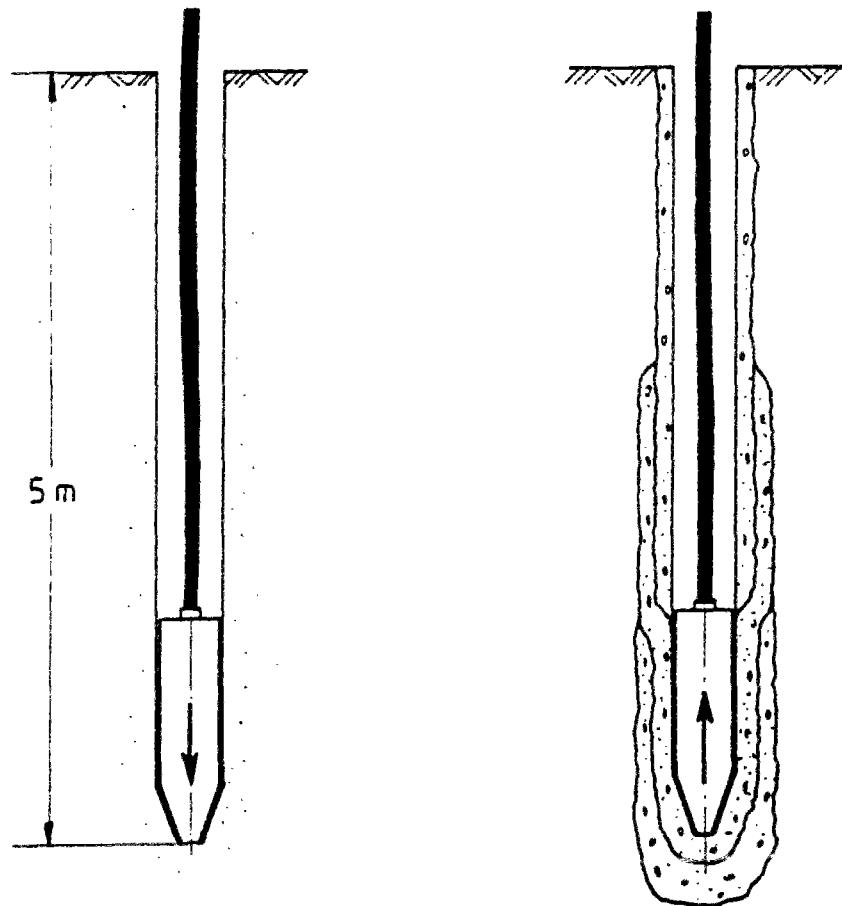
fonçage, le lançage, ou le battage. Sur la figure I.1, on présente les phases de réalisation et le schéma de principe d'un tube à manchettes tels que présentés par Amar (1993).



**Figure I.1 Schéma de principe des étapes de fabrication d'un micropieu avec tubes à manchettes (Amar, 1993)**

Dans le cadre du projet national FOREVER (Fondation RENforcé VERTicalement) il a été conçu un micropieu nommé R-sol (Plumelle, 1994). Des essais effectués au CEBTP (Plumelle, 1994) ont montré une bonne performance de ce micropieu. Il provoque un bon compactage du sol et il présente une capacité portante élevée. L'exécution de ce micropieu commence par le forage à l'aide d'un perforateur sur toute ou partie de la longueur totale. On remplit ensuite le trou avec un béton mi-sec. Le bon compactage du sol vient du fait que l'on fait appel au perforateur une  $n^{eme}$  fois pour constituer une couronne de béton en refoulant le sol et le béton sur les parois de forage (figure I.2). Lorsque le nombre de passes requis a été réalisé, on met alors en place les armatures, le scellement s'effectuant à l'aide du coulis mis en place gravitairement, ce qui élimine les difficultés de l'injection sous pression.

Quelques dénominations sont spécifiques pour le marché français, telles que IM pour SOLETANCHE (document SOLETANCHE 1991), TM pour BACHY cité par Amar (1993), et Titan pour la société ISCHEBECK (ISCHEBECK, 1993).



**Figure I.2 Schéma d'exécution du micropieu R-SOL (Plumelle, 1994)**

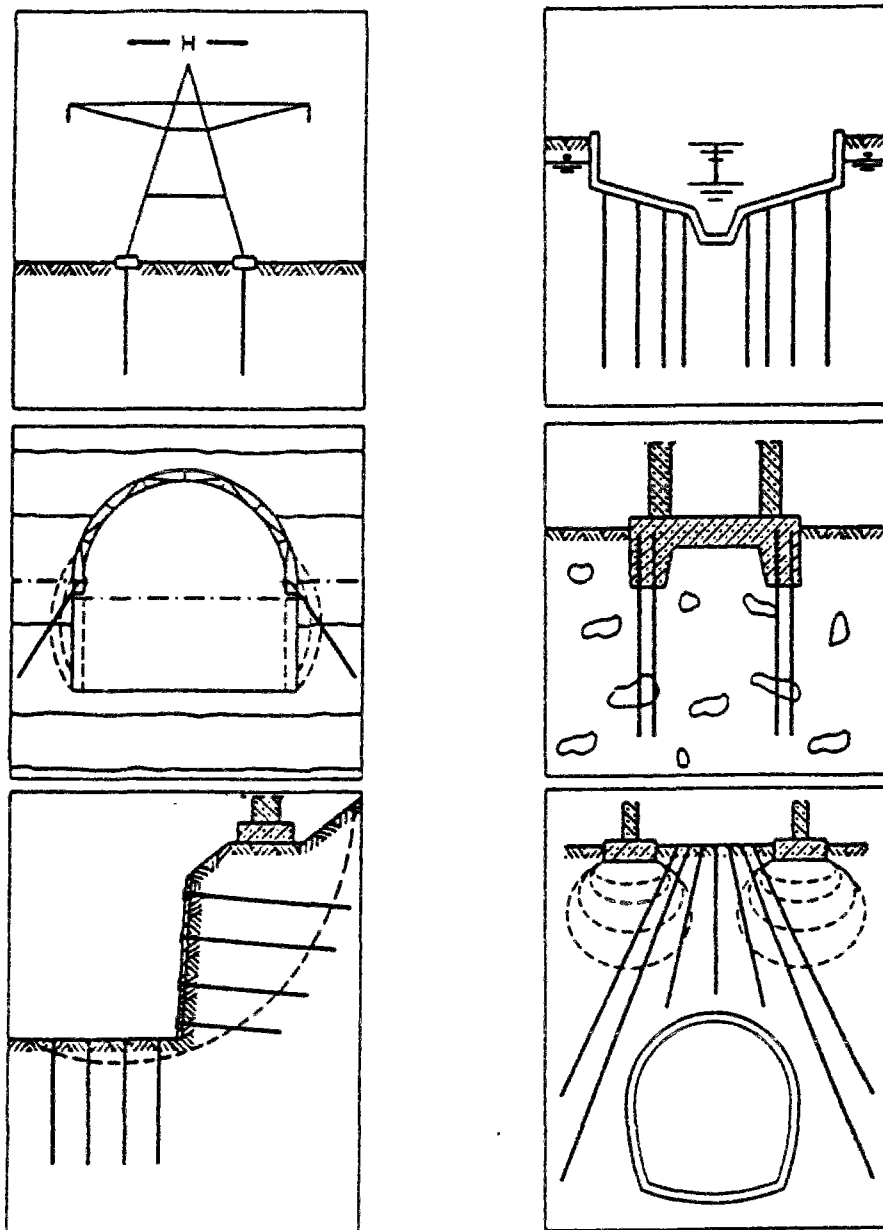
### **I.1.2. Domaines d'application**

L'utilisation des micropieux se répand de plus en plus dans le domaine du génie civil. On a vu les premières applications dans la reprise en sous oeuvre avec essentiellement les travaux de Lizzi dans les années 50. Cette innovation dans le domaine de la géotechnique a permis la restauration de plusieurs monuments historiques (Lizzi 1982b). On peut citer en particulier les travaux de renforcement réalisés sur le parvis de l'église Notre Dame de Paris, sur la tour Burano à Venise et la tour panoramique de Tokyo.

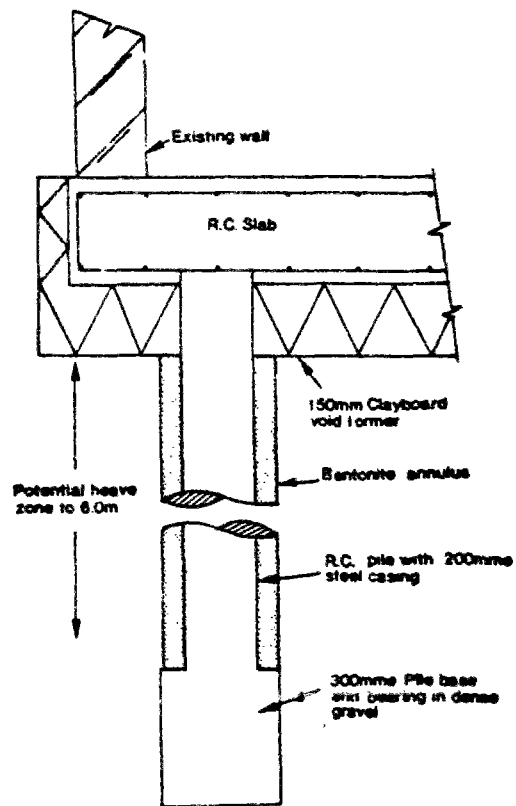
D'autres domaines d'application se sont développés par la suite, comme, par exemple, l'utilisation des micropieux pour la stabilisation des voies ferrées (Pitt and Rohde, 1984), pour le renforcement des sols médiocres, pour la construction des remblais (entre autres, Combarieu, 1988), ou pour la stabilisation des pentes et des talus (Pearlman *et al.* 1992). On met actuellement en place environ 1500 micropieux sur un chantier routier à Rueil Malmaison en vue de reprendre les efforts d'arrachement dans le cas d'une remontée de nappe phréatique (Maléki *et*

al. 1995). La figure I.3 montre différentes applications liées à l'utilisation des micropieux (Herbst, 1994).

Par ailleurs, on commence à s'intéresser à l'utilisation potentielle des micropieux pour reprendre les mouvements des sols gonflants. On présente par exemple sur la figure I.4 un cas décrit par Bell and Kiss (1993) dans lequel un anneau de bentonite amortit tout mouvement latéral qui pourrait être engendré par le gonflement des sols.



*Figure I.3 Exemples d'utilisation des micropieux (Herbst, 1994)*



*Figure I.4 Utilisation des micropieux pour la reprise des efforts dans les sols gonflants (Bell and Kiss, 1993)*

## **I.2. COMPORTEMENT MECANIQUE DES FONDATIONS PROFONDES ISOLEES SOUS CHARGEMENT MONOTONE**

### **Introduction**

Les fondations profondes, type pieux et micropieux, présentent des avantages importants pour la construction en génie civil. Ces avantages sont liés à l'intérêt que peuvent offrir les couches profondes sur un site donné pour la reprise des efforts transmis par les ouvrages. Ces efforts seront généralement repris par la mobilisation du frottement latéral entre le sol et la fondation ainsi que par la mobilisation de la résistance en pointe.

Malgré les avancées importantes réalisées dans le domaine, le dimensionnement des fondations profondes reste un problème difficile, lié à des mécanismes de comportement complexes et encore assez mal connus. C'est pour cette raison que le dimensionnement des pieux reste encore souvent lié à l'utilisation de méthodes de calcul reposant sur l'expérience (essais de chargement statique, essais pénétrométriques et pressiométriques...).

On présente donc dans la suite certains éléments bibliographiques dont l'étude a été nécessaire pour guider nos travaux. On s'intéressera en particulier aux effets d'installation et au comportement pendant le chargement, en mettant l'accent sur le comportement du sol au voisinage du pieu au cours de l'installation et du chargement (interface) qui est déterminant vis à vis du comportement d'ensemble observé. On se limitera au cas des pieux et micropieux installés dans des sols pulvérulents (sableux) et chargés axialement puisque ceci constitue le cadre de nos travaux.

### **I.2.1. Installation d'une fondation profonde isolée**

#### **I.2.1.1. Généralités**

La méthode d'installation d'un pieu ou micropieu peut avoir un effet très important sur son comportement au chargement. Dans le cas d'une fondation profonde mise en place par forage, on doit examiner l'effet du forage ouvert sur la contrainte normale post forage, qui va intervenir dans la mobilisation du frottement latéral à l'interface pieu-sol. Lorsque le forage est ouvert, la contrainte normale est nulle, elle reste faible dans le cas d'un scellement par

gravité ou du même ordre que la pression d'injection en cas d'un scellement sous pression (Guilloux, 1984). Théoriquement, l'injection sous pression crée une compression du sol qui est favorable à la mobilisation du frottement latéral.

Par ailleurs, la mise en place par forage peut aussi avoir une influence notable sur la mobilisation de la résistance en pointe. En effet, Poulos and Davis (1990) constatent qu'il est probable que le forage produit un relâchement dans le sol au niveau de la pointe. Les règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil (1993) pour leur part recommandent de négliger l'effort mobilisable en pointe d'un micropieu. La raison est probablement liée non seulement aux dimensions des micropieux mais aussi à ce phénomène de relâchement observé à la base du forage. Il est cependant important de noter, que l'on peut parfois mobiliser une charge en pointe pour un micropieu qui atteint 25% de la charge globale (Bustamante *et al.* 1983).

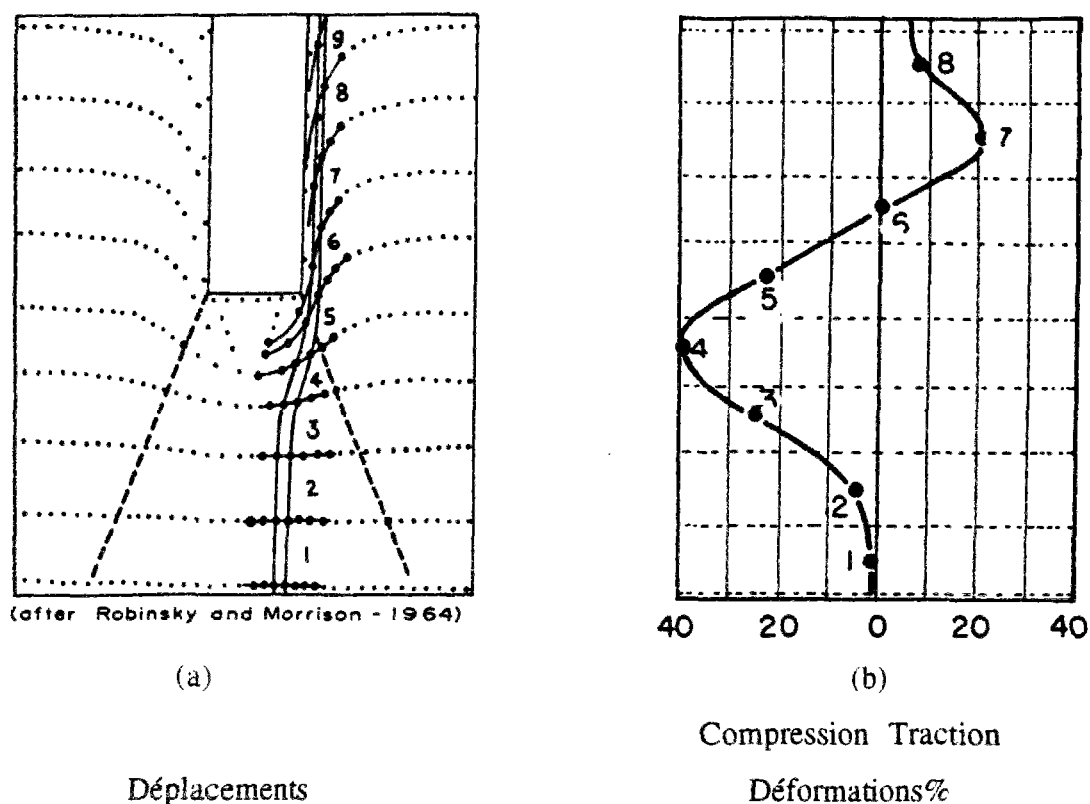
Les modes d'installation par battage et fonçage ont eux aussi leur succès dans ce domaine, et l'on doit forcément s'attendre à des effets différents de ceux mentionnés ci-dessus. Le cisaillement couplé à une forte compression du massif qui est à proximité de la pointe est à l'origine de plusieurs mécanismes à savoir un réarrangement des grains couplé avec un certain niveau de broyage de ceux-ci et, suivant la densité initiale du matériau, des phénomènes rhéologiques qui peuvent être assez différents (contractance, dilatance...).

#### **1.2.1.2. Visualisation globale du comportement du massif au cours de l'installation**

L'impossibilité d'une visualisation en grandeur nature a orienté les travaux de recherche sur ce domaine vers des visualisations en laboratoire sur modèles réduits. Les travaux de Robinsky and Morrisson (1964) font toujours référence dans ce domaine. Ceux-ci présentent une série d'essais réalisés sur des modèles de pieux foncés dans un sable lâche, et dans lesquels la visualisation des déplacements du sol autour du modèle est réalisée par radiographie. Ces auteurs ont trouvé que la zone d'influence autour du modèle au cours du fonçage augmente avec la densité. En plus des déplacements importants et du compactage du sol au dessous de la pointe visibles sur la figure I.5 (a), on remarque aussi que ces phénomènes sont suivis par un déplacement du sol à proximité du fût. Vesic (1965) transforme ces déplacements en déformations (figure I.5 (b)). On met en évidence des



déformations en compression pour le sol au dessous de la pointe et des déformations en traction pour le sol au dessus.

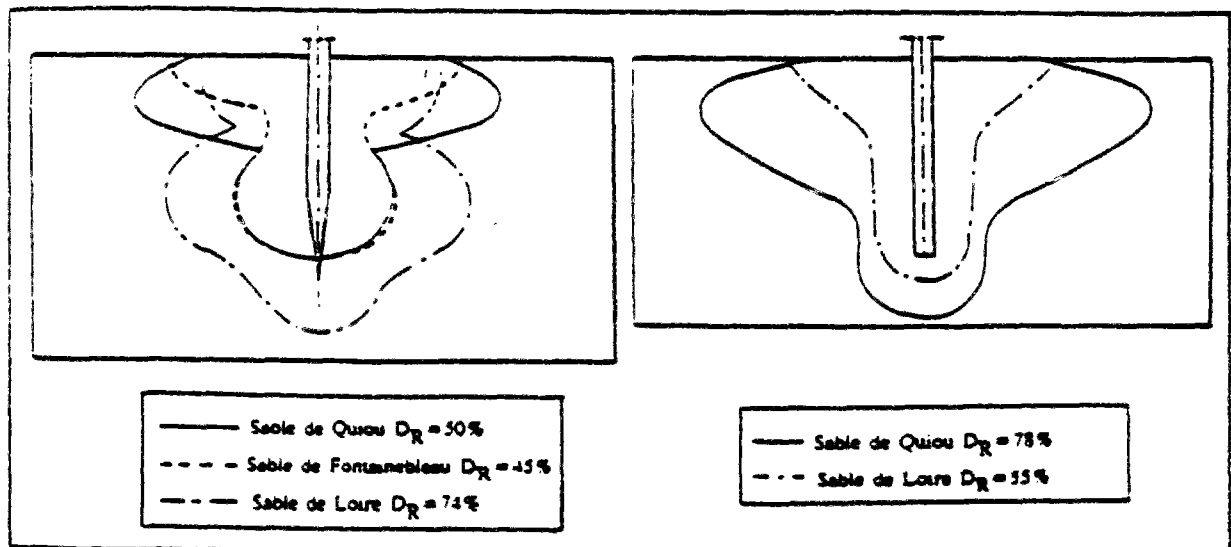


**Figure 1.5 Déplacements et déformations autour d'une fondation profonde dans le sable (d'après Vesic, 1965)**

Les travaux de Sid Ahmed (1989) montrent des résultats similaires, en ce qui concerne la perturbation du massif au cours de l'enfoncement des modèles de pieux dans un massif de sable bidimensionnel (de visualisation). Ce dernier a utilisé 3 types de sable : un premier sable carbonaté (Quiou), un deuxième sable siliceux relativement grossier (Loire) et un troisième sable siliceux à grains fins (Fontainebleau). Les résultats ont montré que, qualitativement, la forme générale de la zone d'influence est similaire dans tous les cas (figure 1.6). On constate sur la même figure que l'étendue de la perturbation augmente avec la densité relative, ce qui rejoint les résultats présentés ci-dessus.

Plus récemment, Shakhirev *et al.* (1996) ont présenté des résultats qui rejoignent ceux présentés précédemment. Ils ont mis en évidence à proximité du fût du pieu des zones où les déplacements du sol sont dirigés vers le bas et, plus loin, des zones où les déplacements du sol sont dirigés vers le haut.

A partir de ces travaux, on peut conclure sur la perturbation sûre et certaine provoquée par l'enfoncement d'un pieu dans un massif de sable. Il est logique qu'une forte compression se traduise par un comportement contractant du massif au dessous de la pointe. Pour le comportement du massif à l'interface, les travaux présentés sont en accord au niveau des déplacements, à savoir un entrainement vers le bas du matériau situé au voisinage de l'interface. Il est cependant encore difficile de tirer, à ce stade de la présentation, une conclusion concernant le comportement rhéologique de l'interface face à ces grands déplacements (on reviendra sur ce sujet au cours du paragraphe I.2.1.3).



**Figure I.6 Influence de la densité relative et de la nature du sable sur les dimensions de la zone perturbée (Sid Ahmed, 1989)**

Pour les micropieux forés, et vu la complexité de leur réalisation, nous n'avons pas pu trouver dans la bibliographie de résultats concernant la visualisation du comportement du massif au cours de la réalisation d'un forage. Il est probable que les nouvelles techniques de forage pour lesquelles peu de matière est extraite (barre autoforeuse, perforateur R-SOL...) produisent des phénomènes de refoulement analogues à ceux mis en jeu lors du fonçage.

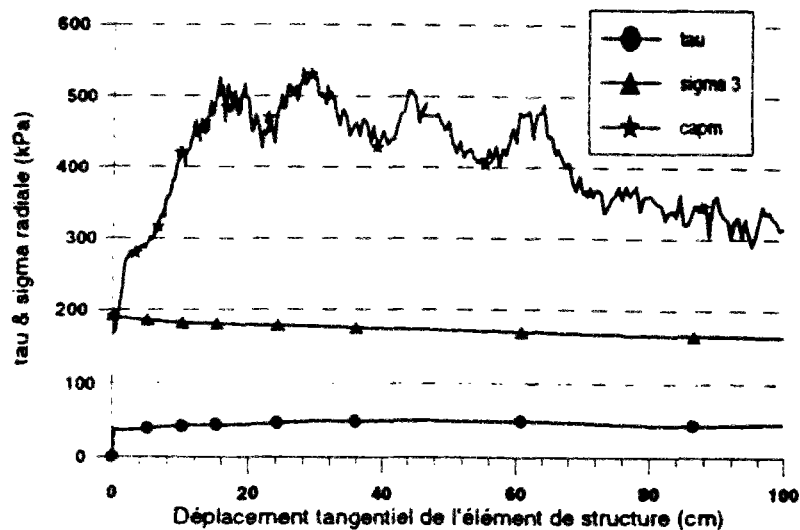
### **I.2.1.3. Comportement de l'interface en cours de cisaillement : approche avec un appareil de cisaillement simple annulaire**

L'installation d'une fondation profonde par fonçage ou battage provoque, au niveau du fût du pieu, des phénomènes très mal connus jusqu'à présent. Au cours du fonçage, ce volume élémentaire en contact avec le pieu va subir du cisaillement en grands déplacements. Dans ce paragraphe, on va étudier à partir d'un dispositif expérimental spécifique, le comportement de l'interface au cours du cisaillement qui peuvent se poursuivre jusqu'au 1 mètre.

Lerat (1996) a mis au point un appareil de cisaillement simple annulaire. Son principe consiste à appliquer sur la face interne d'un échantillon de sol annulaire, une contrainte de cisaillement par l'intermédiaire d'un cylindre métallique en rotation, modélisant l'élément de structure. Avec ce type d'appareil, il est possible de réaliser des essais avec de grands déplacements relatifs entre l'élément structural et le sol. La figure I.7, montre les résultats d'un essai de cisaillement à volume constant ( $\sigma_{\text{H}}=200$  kPa, interface lisse, et  $I_D=0,97$ ) réalisé sur du sable d'Hostun RF (Lerat *et al.* 1997a). Le cisaillement a été mené jusqu'à 1 mètre de déplacement tangentiel relatif. La contrainte de cisaillement atteint rapidement un pic peu marqué et se stabilise à 40 kPa. La pression radiale externe décroît légèrement pour des grands déplacements. Par ailleurs, la valeur moyenne obtenue par des capteurs de pression totale ( $n=5$ ) implantés sur la surface métallique nous permet de suivre l'évolution de la contrainte normale à l'interface. Pour de faibles déplacements tangentiels (de l'ordre de 4 mm), une diminution de la contrainte normale dans la zone d'interface correspond à une phase initiale de contractance au sein de l'interface. Ensuite, le comportement fortement dilatant du sable dense jusqu'à un déplacement de 50 cm se traduit par une augmentation de la contrainte normale. Elle atteint au pic 2,5 fois la valeur de la pression radiale initiale. Ceci met en évidence le phénomène de dilatance empêchée (Schlosser et Guilloux, 1981). A ce stade, les résultats nous paraît confirmer qualitativement d'autres résultats obtenus avec d'autres appareils de cisaillement.

Pour pouvoir tirer des conclusions concernant l'influence des grands déplacements sur le comportement de l'interface sol-structure (cas des pieux par exemple), il est important, à ce niveau, de voir si le massif d'interface dans l'essai présenté précédemment atteint un état stable indépendant du déplacement tangentiel. Sur la figure I.7, on remarque que la phase de

dilatance est suivie par une seconde phase de « contractance empêchée » (Lerat *et al.* 1997b), caractérisée par une diminution de la contrainte normale au sein de l'interface.



**Figure 1.7 Essai de cisaillement simple annulaire sur du sable RF : essai à volume constant (Lerat *et al.* 1997a)**

Il sera important d'approfondir cette voie, en vue de mieux appréhender le problème de l'installation des pieux. Ainsi, avec cet appareil, on simule l'enfoncement d'un pieu moulé et on a la réponse d'un volume élémentaire de sol non affecté par le passage de la pointe.

#### **1.2.1.4. Conséquences pratiques de l'installation : contraintes résiduelles en pointe et sur le fût**

Les contraintes et les déformations provoquées dans le massif au cours de l'installation vont avoir des conséquences pratiques importantes sur le comportement du pieu au chargement, en termes de relation charge-enfoncement. Certes, le problème est complexe et la fiabilité des mesures au cours de l'installation est un problème qui se pose toujours, en particulier en vraie grandeur. C'est probablement pour cette raison que l'on n'a pas encore pour le moment de lois de mobilisation du frottement latéral et de la résistance en pointe qui prennent en compte clairement cette étape, qui peut avoir une influence notable sur la mobilisation des efforts. Parmi les premières quantifications de l'erreur liée à la non-prise en compte du frottement

résiduel, Hunter and Davisson (1969) ont estimé une erreur de 30% en plus sur la charge reprise par le fût.

A la suite de cette étude, les travaux de recherche se sont multipliés, et l'on voit apparaître, avec Briaud and Tucker (1984) la prise en compte des contraintes résiduelles dans les lois de mobilisation. Cette prise en compte est alors basée sur des corrélations établies à partir d'essais en vraie grandeur. Les auteurs ont d'ailleurs signalé les limitations de cette méthode liées à la base de donnée utilisée, encore restreinte. Par ailleurs, Poulos (1987) a présenté une méthode pour l'évaluation des contraintes résiduelles. Son analyse est basée sur l'idée de réaliser une simulation d'un chargement-déchargement statique sur un pieu installé dans un massif donné. Ce calcul précède la simulation du chargement proprement dit. Le calcul est mené par la méthode des équations intégrales largement développée dans Poulos and Davis (1990). Il s'est avéré par la suite que cette méthode de prévision des contraintes résiduelles était très sensible au choix du module du sol à proximité de la pointe ainsi qu'au choix des modules utilisés pour la phase de déchargement (Leonards and Darrag, 1989).

Lehane (1992) a présenté les mesures réalisées sur un pieu instrumenté à l'Imperial College (diamètre 102 mm et longueur 6m) foncé dans un massif de sable moyennement dense. Ces mesures ont montré qu'une surestimation de 25% sur la charge prise par le fût aurait pu être faite si les mesures des efforts en fin d'installation n'avaient pas été enregistrées. Quantitativement, les mesures faites après installation, ont montré une compression de 14 kN au niveau de la pointe et une mise en traction équivalente à 7,5 kPa sur le fût (frottement latéral négatif).

Par ailleurs, il est important de signaler qu'une autre conséquence pratique sur le sol peut résulter des efforts importants atteints sous la pointe d'un pieu. Il a été prouvé (entre autres Vesic and Clough, 1968, Touati, 1982, Colliat-Dangus, 1986) que l'angle de frottement d'un matériau pulvérulent diminue quand le niveau de contrainte appliqué devient important, cas rencontré sous la pointe d'une fondation profonde. Cette diminution est probablement due au phénomène d'attrition et de broyage des grains qui se traduit par une modification de la granulométrie du matériau situé à proximité de la pointe d'un pieu (Mokrani 1991, Balachowski 1995).

## **1.2.2. Chargement d'une fondation profonde isolée**

### **Introduction**

Lorsque l'on a à calculer un ouvrage nécessitant l'utilisation de fondations profondes, l'idéal serait de pouvoir élaborer la courbe charge-déplacement pour ces fondations et définir la position de la charge de service sur cette courbe. Poulos and Davis (1990) ont fait une présentation détaillée des méthodes utilisées pour le calcul de la courbe charge-déplacement d'un pieu (facteurs d'influence, méthodes basées sur les fonctions de transfert de charge...). La difficulté principale associée à ces méthodes est souvent liée au problème d'une bonne caractérisation géotechnique du site envisagé et d'une bonne compréhension de l'interaction probable entre le sol et le pieu. De ce fait, une forte interaction entre « observations expérimentales » et « analyse » est nécessaire pour conduire correctement un calcul de fondation profonde.

On trouve dans Maléki (1995) une présentation détaillée des différentes lois de mobilisation élaborées pour le frottement latéral et la résistance en pointe. Dans ce qui suit, nous mettrons l'accent, pour notre part, sur les derniers acquis concernant le comportement sous chargement du sol au voisinage du pieu, ainsi que sur les différents paramètres pouvant affecter la capacité portante d'un pieu.

#### **1.2.2.1. Chemins de contraintes à l'interface sol-pieu**

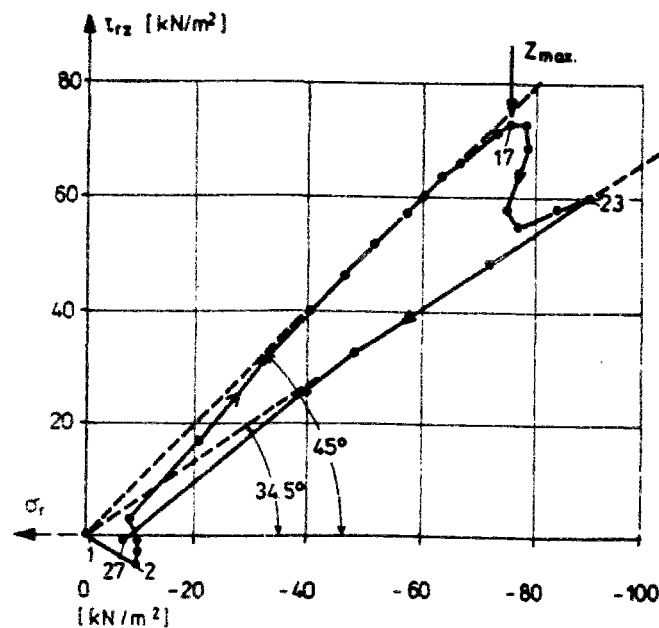
Dans la plupart des travaux reliés à l'étude des fondations profondes, la contrainte normale agissant à l'interface sol-pieu revêt une importance particulière. L'intérêt accordé à ce paramètre découle, d'une part du principe de calcul du type Coulomb du frottement latéral limite

$$\tau_l = \sigma'_h \cdot \tan \delta$$

et, d'autre part, des difficultés de mesure rencontrées pour évaluer ce paramètre.

A notre connaissance, le premier examen local de l'évolution de cette contrainte normale a été présenté par Wernick (1977). On présente sur la figure I.8 l'évolution du frottement latéral en fonction de la contrainte normale, obtenue à partir d'un essai d'arrachement sur un pieu moulé dans une cuve de sable siliceux dense non pressurisée. Probablement, ce type d'installation est

proche de celui d'un micropieu foré gravitaire. On remarque l'augmentation simultanée de la contrainte normale et du frottement latéral au cours de l'arrachement. Les résultats de Plumelle (1979) et de Puech *et al.* (1979) sont en accord qualitatif avec ces résultats. Cette augmentation de la contrainte normale est expliquée par le fait qu'à l'interface sol-inclusion le sol a tendance à augmenter de volume, tendance qui va se trouver empêchée par le massif environnant. Il en résulte une augmentation de la contrainte normale (Schlosser et Guilloux, 1981). Il est tout à fait logique que l'ampleur de cette évolution dépende de différents paramètres avec, entre autres, le mode de mise en place des pieux, la densité du massif, la profondeur étudiée, l'état de surface de l'inclusion, la nature du sol, etc.



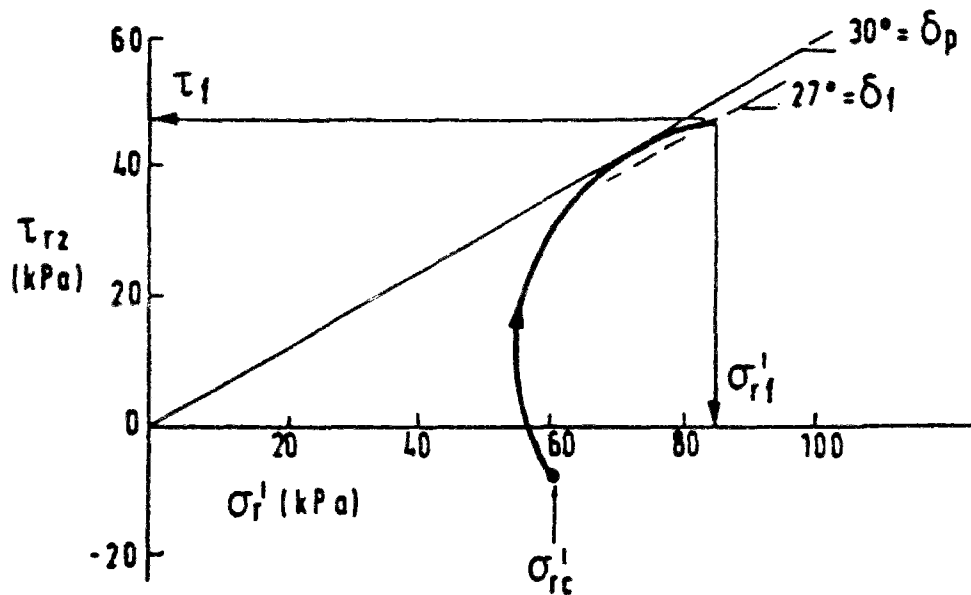
**Figure 1.8** *Chemin de contrainte mesuré sur le fût d'un pieu modèle moulé au cours de l'arrachement (Wernick, 1977)*

En vraie grandeur, les essais qui permettent de suivre les chemins de contrainte à l'interface sol-pieu sont peu nombreux et, dans le cas des pieux foncés dans du sable, les résultats détaillés de Lehanne *et al.* (1993) répondent à ce besoin. Le pieu utilisé (diamètre 102 mm et 6 m de longueur) est le pieu instrumenté de l'Imperial College, dont le détail de

l'instrumentation se trouve dans la référence Bond *et al.* (1991). Le site expérimental est situé à Labenne, près de Bayonne, et le pieu est foncé dans un sable lâche à moyennement dense.

Le chemin de contrainte obtenu au cours du chargement en compression est présenté sur la figure I.9. On constate que :

- le chemin de contrainte comporte initialement une phase de diminution de la contrainte normale (légèrement visible sur les résultats de Wernick), suivi d'une augmentation atteignant 1,4 fois la contrainte normale de départ mesurée après installation du pieu
- les valeurs des angles d'obliquité sont respectivement  $27^\circ$  à la rupture et  $30^\circ$  au maximum.



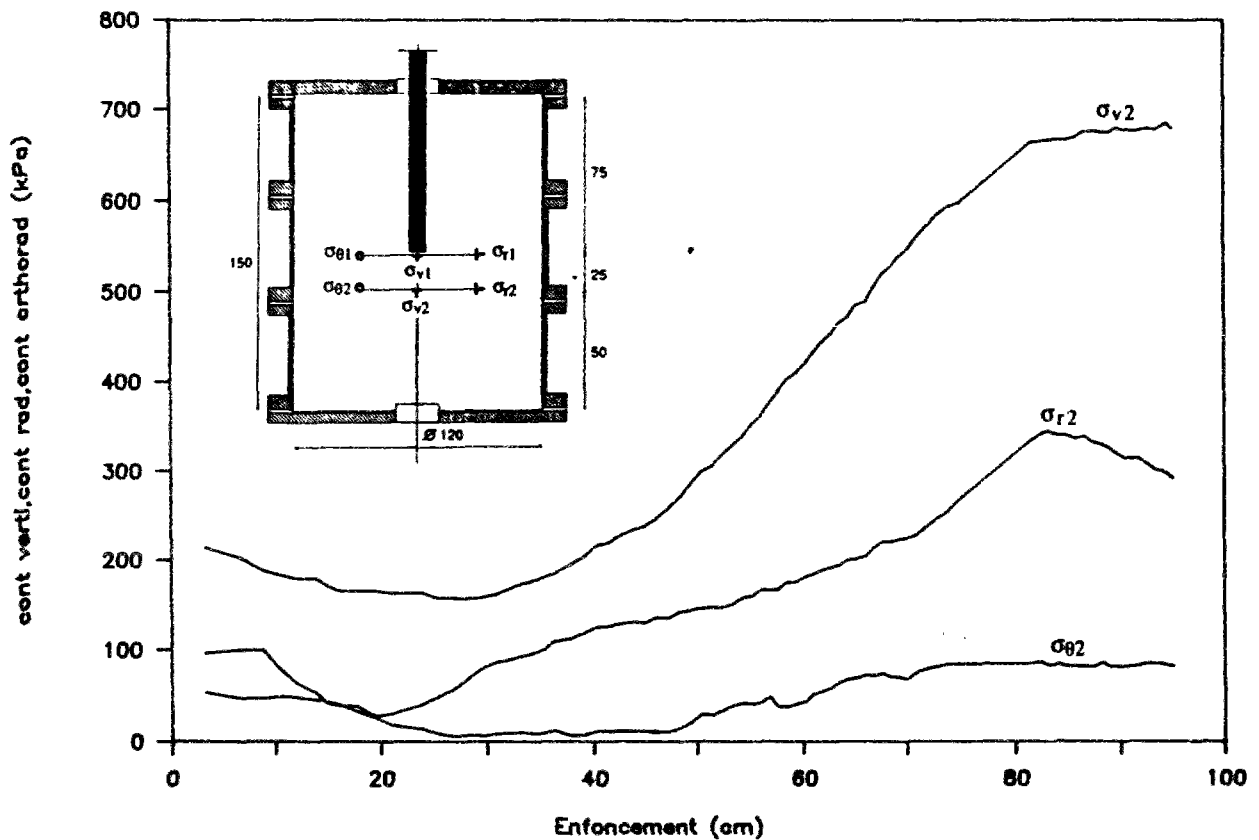
**Figure I.9** Chemin de contraintes mesuré au cours du chargement d'un pieu : mesures effectuées à  $4d$  de la pointe (Lehanne *et al.* 1993)

#### 1.2.2.2. Chemin de contraintes pour le massif au voisinage de la pointe

Dans ce paragraphe, on va s'intéresser au chemin de contraintes suivi par un volume élémentaire du sol situé à proximité de la pointe. Dans son évolution au cours d'un essai d'enfoncement, les contraintes radiale et verticale présentent un maximum au moment du passage de la pointe du pieu (Genevois, 1989; Mokrani, 1991). Le travail de Mokrani a consisté à mesurer de plus l'évolution de la contrainte orthoradiale.

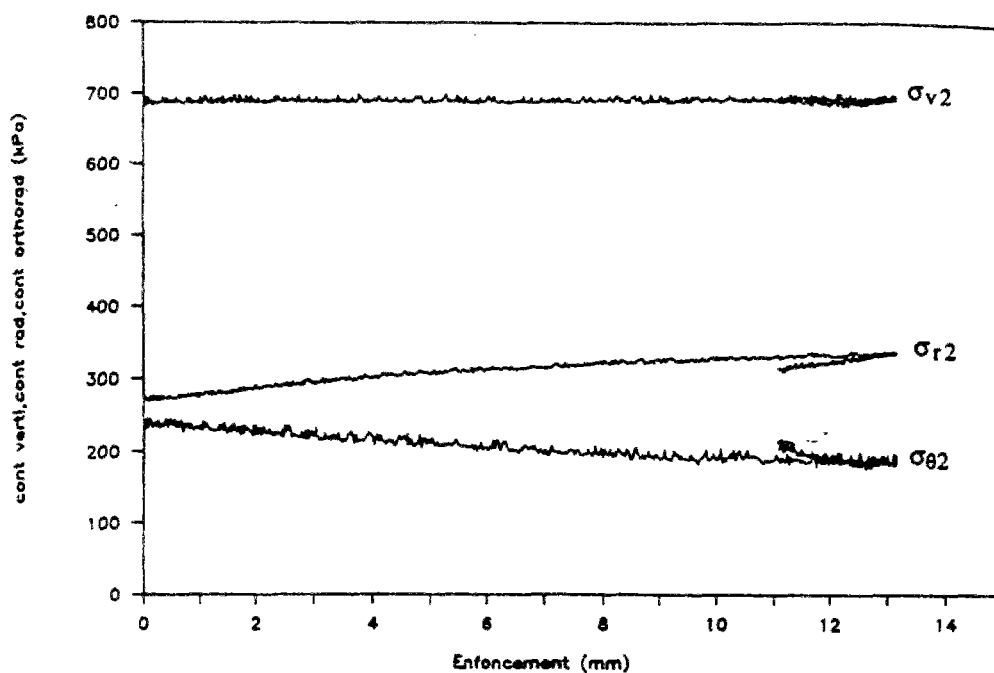


La figure I.10 montre les mesures réalisées par Mokrani (1991) au cours d'un essai de battage dans la chambre d'étalonnage de Grenoble, à 100 cm de profondeur et à 3,5 diamètres du pieu. On constate que les deux contraintes (verticale et radiale) augmentent en passant par un maximum environ 15 à 20 cm avant que la pointe n'atteigne le niveau des capteurs. En ce qui concerne la contrainte orthoradiale, aucune variation sensible n'a été mise en évidence.



**Figure I.10 Evolution des contraintes à 3,5 diamètres de la pointe et 100 cm de profondeur dans le massif de sable durant l'installation (Mokrani, 1991)**

L'évolution des contraintes au cours du chargement statique est présentée sur la figure I.11. L'auteur conclut que la contrainte moyenne demeure à peu près constante et donc le chemin suivi est similaire à celui d'un pressiomètre en phase élastique : Ce résultat est en accord avec l'approche qui consiste à modéliser le phénomène de pointe par des schémas du type expansion de cavité.



*Figure 1.11 Contraintes mesurées dans le sol à 3,5 diamètres de la pointe et 100 cm de profondeur durant le chargement statique (Mokrani, 1991)*

### **I.2.2.3. Aperçu sur les paramètres influençant la capacité portante d'une fondation profonde**

Dans ce paragraphe, on s'intéresse en particulier aux problèmes liés au frottement latéral pour plusieurs raisons :

- on considère généralement que les micropieux, thème de notre travail, doivent leur capacité portante à la charge reprise par le fût
- le frottement latéral est très sensible à différents paramètres et donc une étude est nécessaire
- la résistance en pointe des pieux, quant à elle, se mobilise après le développement de niveaux de contraintes très élevés. La production de fines, la diminution de l'angle de frottement du sable et les tendances à contractance en sont les aspects, les plus importants.

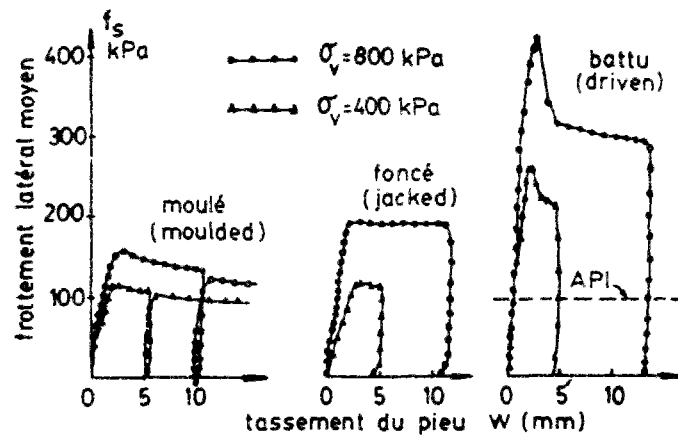
On présente brièvement ci-dessous les paramètres les plus significatifs affectant le frottement latéral.

### a) Mode de mise en place

Le mode de mise en place des inclusions s'effectue par forage, battage ou fonçage. Il influe indirectement sur le frottement latéral en faisant varier l'état des contraintes normales (et, par conséquence, le coefficient des pressions latérales  $k$ ) autour de l'inclusion. Notre intérêt dans ce qui suit concerne la quantification de l'effet de la mise en place sur le frottement latéral mobilisé au cours du chargement.

Foray *et al.* (1989) ont présenté un travail intéressant sur ce problème. L'étude était faite dans la chambre d'étalonnage du laboratoire IMG-3S et sous condition  $K_0$ . Le pieu modèle de diamètre 5,5 cm est moulé dans le massif de sable d'Hostun RF de densité relative 80% sur une profondeur de 50 cm (installation du pieu suivie du remplissage de la cuve, similarité avec forage et remplissage gravitaire). On effectue un chargement du pieu et le modèle est ensuite foncé sur une profondeur 30 cm. Un nouvel essai de chargement sera réalisé et le pieu est ensuite battu sur une profondeur de 30 cm. C'est de cette façon que le moulage, le fonçage et le battage ont été simulés pour étudier l'influence du mode de mise en place. Sur la figure I.12, on constate que la mise en place par moulage mobilise le frottement le plus faible, le fonçage permet de l'augmenter légèrement et le battage mobilise le frottement le plus élevé. Ces courbes mettent aussi en évidence l'influence de la surcharge verticale (effet de la profondeur) sur la mobilisation du frottement latéral. Sur la même figure, on peut constater une différence remarquable avec les limites habituellement adoptées par l'American Petroleum Institute API. Il est à noter que des allures qualitativement similaires ont été obtenues pour la résistance en pointe.

Pour les micropieux forés, un paramètre important vient s'ajouter et qui peut avoir une influence notable sur le frottement latéral. C'est la pression d'injection. Un travail important a été présenté par Bustamante et Doix (1985) qui a débouché sur des abaques de calcul des tirants et des micropieux injectés. Dans ce cas, le frottement latéral limite unitaire dépend de la nature du sol, de la compacité et du mode de scellement choisis (IRS OU IGU). Les micropieux réalisés avec une injection répétitive et sélective sont mis dans la catégorie SG.1 et ceux réalisés avec une injection globale et unitaire sont placés dans la catégorie SG.2.



**Figure I.12 Effet du mode de mise en place sur la mobilisation du frottement latéral d'un modèle de pieu installé en chambre d'étalonnage (Foray et al. 1989)**

Sur la figure I.13, on constate que le frottement mesuré dans le cas d'un micropieu IRS est systématiquement supérieur à l'IGU. Il est à noter que les auteurs conseillent de prendre ces résultats avec précaution car il est apparu dans certains cas une sous estimation ou surestimation du frottement latéral mesuré.

Par ailleurs, sur la même figure Foray et Maire du Poset (1994) situent leurs résultats en chambre d'étalonnage. Le cas d'un modèle de micropieu foncé et à surface latérale rugueuse est très comparable au cas d'un micropieu IGU (point MF3). Les points à nomination MMx correspondent à des pieux modèles moulés dans le sable.

#### **b) Etat de surface des inclusions**

L'effet de l'état de surface sur le comportement de l'inclusion se manifeste par une augmentation ou une diminution du frottement latéral. Le paramètre qui reflète l'état de surface est la valeur de l'obliquité  $\delta$ . Plusieurs personnes ont mis en évidence l'effet de la rugosité du fût sur le frottement mobilisé. Schlosser et Long (1974), cités par Schlosser et Guilloux (1981) ont montré (figure I.14) que dans le cas d'une surface métallique lisse, la courbe de cisaillement ne présente pas de pic mais un palier largement en dessous du pic de la courbe de cisaillement sol-sol, contrairement au cas de la surface rugueuse (striée) pour

laquelle la courbe de cisaillement sol-sol peut-être atteinte. Quantitativement et en se basant sur ces travaux,  $0.5\text{tg}\phi$  et  $\text{tg}\phi$  constituent les enveloppes inférieure et supérieure de l'angle d'obliquité.

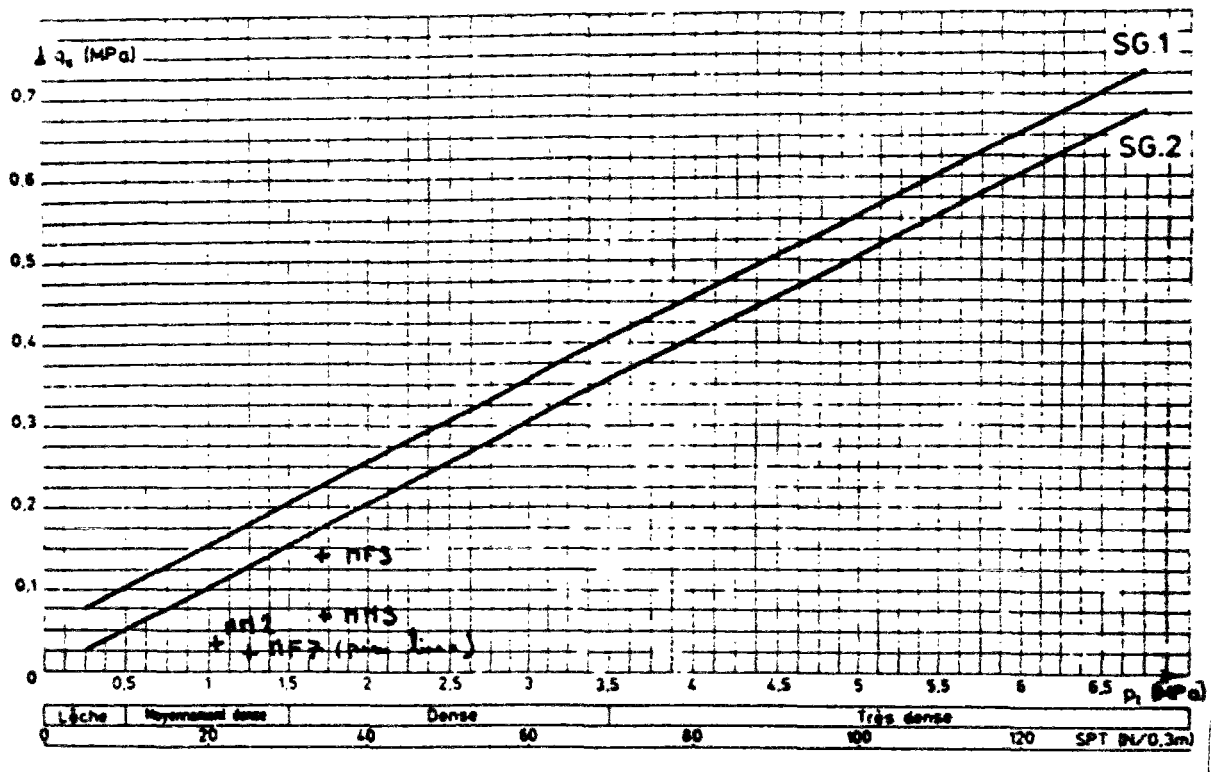


Figure I.13 Abaques d'évaluation du frottement latéral limite pour les micropieux IRS et IGU (Bustamante et Doix, 1985) ; comparaison avec les résultats de modèles réalisés en chambre d'étalonnage (Foray et Maire du Poset, 1994)

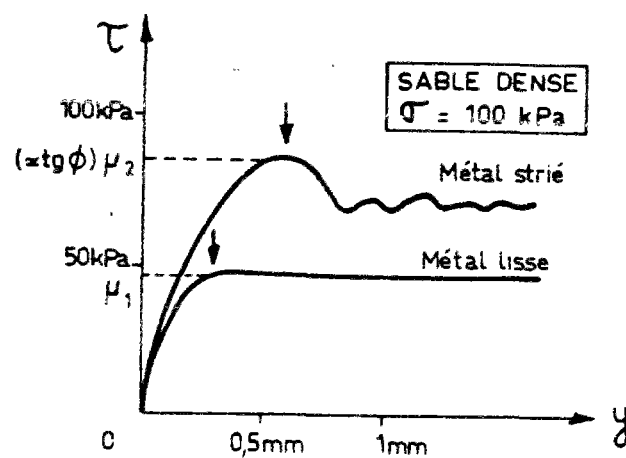
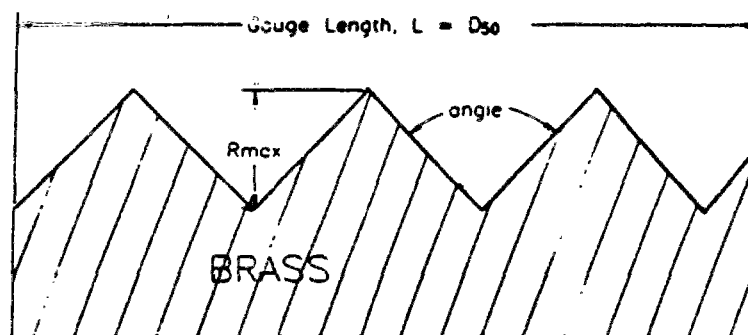


Figure I.14 Comparaisons des courbes de mobilisation frottement-déplacement (d'après Schlosser et Guilloux, 1981)

Les travaux de plusieurs chercheurs (avec, entre autres, Potyondi 1961, Desai *et al.* 1985, Uesugi and Kishida 1986a, 1986b) ont montré que la rugosité de l'interface sol-structure rapportée à la dimension des grains, joue un rôle important sur les efforts mobilisables. C'est dans ce sens que Tabucanon and Airey (1992) ont réalisé des essais de cisaillement direct sur du sable siliceux ayant un  $D_{50}$  de 0,3 mm.

Les surfaces métalliques utilisées étaient en laiton, usiné de sorte à présenter différentes rugosités normalisées. L'objectif était d'observer l'évolution du frottement avec la rugosité du « fût ». En ce qui concerne la rugosité normalisée, celle-ci est définie par Uesugi et Kishida (1986a) comme étant le rapport  $R_{max}/D_{50}$ ,  $R_{max}$  étant défini sur la figure.I.15.



**Figure I.15 Définition de la rugosité maximum (Tabucanon and Airey, 1992)**

La figure I.16 (Tabucanon and Airey, 1992) montre l'effet de la rugosité sur les contraintes au pic et à l'état résiduel. On observe qu'à partir d'une valeur de la rugosité  $R_n = 0,5$ , on atteint un palier à partir duquel on n'observe plus d'évolution des contraintes au pic et résiduelle. Pour  $R_n < 0,17$  on remarque une évolution quasi-linéaire du rapport de contrainte et, au delà, on note une évolution moins rapide jusqu'au palier. La courbe des contraintes résiduelles est toujours située au dessous de la courbe des contraintes au pic. Pour  $R_n > 0,2$  la courbe des contraintes résiduelles (cisaillement sable-armature) devient quasi-identique à la courbe des contraintes résiduelles sable-sable.

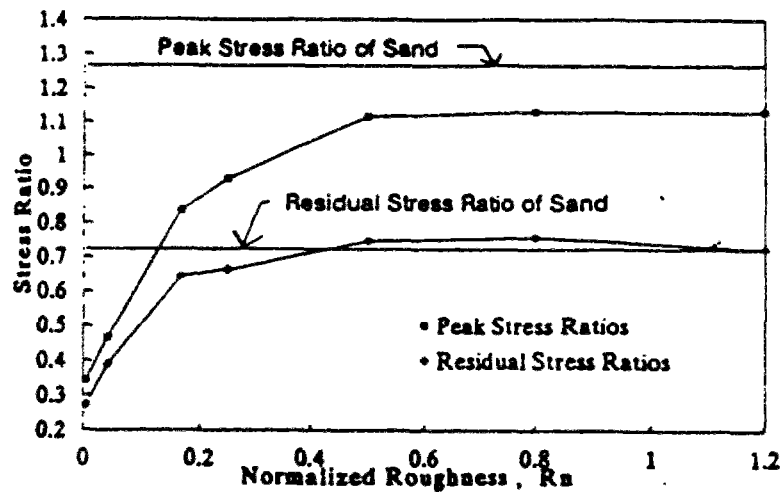
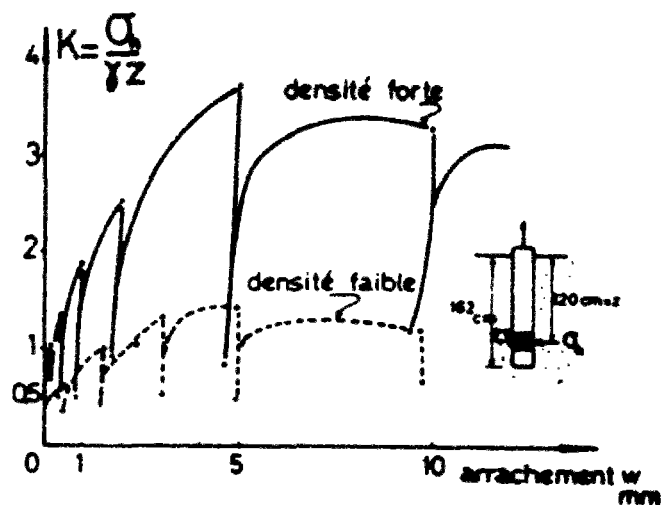


Figure I.16 Variation des contraintes de cisaillement normalisées résiduel et au pic avec la rugosité normalisée (Tabucanon and Airey, 1992)

### c) Densité du massif

Plusieurs études ont été réalisées pour étudier l'influence de la densité initiale du sable sur la mobilisation du frottement latéral. Puech *et al.* (1979) ont réalisé des essais d'arrachement monotone sur un pieu modèle moulé dans un sable et ceci pour deux densités 20 % et 70 %. La figure I.17 représente l'évolution du coefficient K au cours de l'arrachement. On constate que le coefficient K (et donc la contrainte normale) augmente au cours de l'arrachement. Cette augmentation par rapport au coefficient  $K_0$  est de l'ordre de 300 % à 800 % respectivement pour les densités faible et forte. L'augmentation de la contrainte horizontale en cours d'arrachement est due au phénomène de dilatance du sable qui est d'autant plus important que la densité est élevée et que la contrainte est faible.

Certains auteurs combinent l'effet de la densité, du mode de mise en place et de la rugosité du pieu pour donner des valeurs de coefficient K à utiliser pour le dimensionnement. Le tableau I.1 présente les valeurs du coefficient K recommandées pour les pieux battus dans des sols pulvérulents.



**Figure I.17** Evolution du coefficient de pression latérale avec l'arrachement statique : sable lâche et sable dense (Puech et al. 1979)

Nature du pieu	K (faible densité)	K (densité élevée)
Pieu en acier	0,5	1,0
Pieu béton rugueux	1,0	2,0
Pieu béton lisse	0,5	1,0
Pieu bois conique	1,5	4,0

**Tableau I.1** Valeurs de K proposées par Broms pour les pieux battus (D'après Fond, 72)

Une autre tentative est celle de Sowers, cité par Eissautier (1986), qui a quantifié la valeur du coefficient k en fonction de la densité du sable utilisé et du mode de mise en place.

Etat de densité	Mode de mise en place	Coefficient K
Sable lâche $D_r < 30\%$	Pieu battu	2 à 3
	Pieu foré	0.75 à 1.5
Sable dense $D_r > 70\%$	Pieu battu	3 à 5
	Pieu foré	1 à 2

**Tableau I.2** Valeurs proposées par Sowers pour le coefficient K (Eissautier, 1986)



Sur le tableau I.3, on présente les valeurs du frottement latéral limite et d'obliquité recommandées par l'API (1989) en fonction de la densité du sable.

Etat du sable	Densité relative %	Obliquité $\delta(^{\circ})$	Frottement limite kPa
Très lâche	0 à 15	15	48
Lâche	15 à 35	20	67
Moyennement dense	35 à 65	25	81
Dense	65 à 85	30	95
Très dense	85 à 100	35	115

**Tableau I.3 Valeurs de l'obliquité et de frottement limite recommandées par l'API dans le cas d'utilisation des pieux battus dans du sable siliceux**

### **I.2.3. Conclusions sur le comportement des pieux isolés**

Cette brève présentation a permis d'illustrer quelques aspects du comportement des pieux et micropieux sous chargement monotone, depuis leur installation jusqu'au chargement.

Si l'on veut présenter l'effet de l'installation par les grands déplacements imposés au cours d'un essai à l'appareil de cisaillement simple annulaire, ceux-ci se traduisent par une diminution des contraintes normales à l'interface (contractance empêchée). Par ailleurs, le chemin de contraintes suivi par l'interface sol-pieu au cours du chargement statique montre une augmentation de la contrainte normale au cours du chargement.

On a donné un aperçu des paramètres qui contrôlent la mobilisation du frottement latéral, pour un pieu ou un micropieu. Le mode de mise en place peut en particulier avoir une influence prépondérante. On a pu voir que les modèles foncés à surface rugueuse mobilisent un frottement comparable à celui mobilisé pour les micropieux IGU. L'état de surface de l'inclusion est un paramètre qu'il ne faut pas négliger. Il est important de noter qu'à partir d'une certaine rugosité normalisée par le  $D_{50}$  des grains, on sature complètement le frottement latéral. L'effet de l'indice de densité a aussi été abordé, l'influence de ce paramètre venant se superposer à celle des autres mentionnés ci-dessus.

### I.3. ELEMENTS CONCERNANT LES EFFETS DE GROUPE

#### Introduction

Les pieux et les micropieux sont généralement utilisés en nombre suffisant pour remplir la fonction qui leur est attribuée : soit reprendre les charges transmises par l'ouvrage au sol, soit -dans le cas des micropieux en particulier- renforcer un ouvrage déjà existant. La répartition plus ou moins régulière de ces inclusions dans un volume donné se traduit par la définition d'un maillage caractérisé par un entr'axe « e ».

Dans le cas d'entr'axes suffisamment importants, le comportement d'un pieu au sein du groupe peut être du type « isolé ». Dans ce cas, la mobilisation des efforts ne dépend que de la zone d'influence de ce pieu particulier.

Pour des entr'axes plus faibles, le comportement du pieu au sein du groupe peut être affecté par d'autres inclusions implantées au voisinage, et la mobilisation des efforts sur ce pieu ne peut plus être estimée de la même manière que dans le cas du pieu « isolé ». La différence (quantitative et qualitative) qui existe entre ce cas et le précédent traduit l'existence d'interactions entre les inclusions, que l'on regroupe généralement sous l'appellation d'« effets de groupe ».

La capacité portante d'un groupe de pieux est alors rapportée à la capacité portante du pieu « isolé » moyennant un coefficient appelé coefficient d'efficacité défini par :

$$C_e = \frac{Q_g}{n * Q_i}$$

Avec :  $Q_g$  capacité portante du groupe

$Q_i$  capacité portante d'un pieu isolé

n nombre de pieux dans le groupe

Dans ce qui suit, nous allons tout d'abord nous intéresser aux observations expérimentales faites par différents auteurs, puis nous présenterons les règles de dimensionnement utilisées actuellement (dans la pratique).

### 1.3.1. Quantification de l'effet de groupe sur la capacité portante

L'étude du comportement d'un groupe de pieux ou de micropieux est un problème complexe qui fait toujours l'objet d'une activité de recherche importante. On présente ci-dessous les principaux résultats expérimentaux relatif à ce problème en essayant de les comparer et d'en discuter les domaines de validité.

#### a) Travaux de Vesic (1969 et 1977)

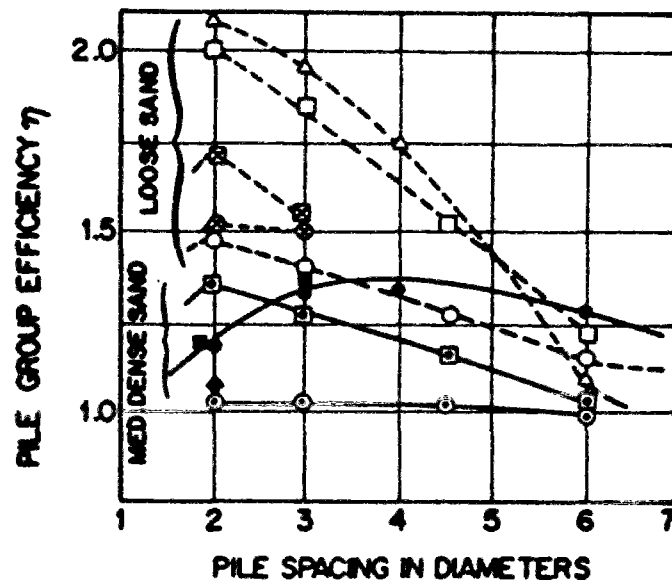
Les travaux de Vesic (1977) revêtent une importance particulière. Celui-ci a réalisé une synthèse de travaux de recherche existant à l'époque et récapitulée dans le tableau I.4. Il a ainsi pu mettre en évidence l'influence de différents paramètres tels que l'espacement relatif des inclusions, la densité du sol (sables), le diamètre des pieux ou le nombre de pieux sur la capacité portante de groupes de pieux.

Symbole	Nombre de pieux	Diamètre d (cm)	Longueur	Densité	Référence
△	4	10	20D	Lâche	Kesdi (57)
●	4	10	15D	Moy-dense	Vesic (68)
■	9	10	15D	Moy-dense	Vesic (68)
◆	4	10	3D	Lâche et dense	Vesic (68)
○	4	3,5	15D	Lâche	Tejchman (73)
□	9	3,5	15D	Lâche	Tejchman (73)
⊙	4	3,5	15D	Moy-dense	Tejchman (73)
⊠	9	3,5	15D	Moy-dense	Tejchman (73)
⊗	4	30	20D	Lâche	Kishida (67)
⊠	9	30	20D	Lâche	Kishida (67)

**Tableau I.4 Caractéristiques des données expérimentales regroupées par Vesic (1977)**

Les pieux utilisés ont des diamètres compris entre 3,5 et 30 cm, et des longueurs comprises entre 3 et 20 diamètres. On présente sur la figure I.18 la variation du coefficient d'efficacité avec l'espacement relatif pour des groupes de pieux  $n \times n$ .

Les résultats présentés par Vesic nous laissent penser que le coefficient d'efficacité est maximum pour un espacement de deux diamètres. Avec l'augmentation de l'espacement, ce coefficient d'efficacité diminue pour atteindre l'unité à partir d'un espacement de 6 à 8 diamètres. On retrouve alors un comportement du type isolé. Par ailleurs, on remarque que le coefficient d'efficacité obtenu pour un groupe de pieux dans un sable lâche est supérieur à celui obtenu pour un sable moyennement dense.



*Figure I.18 Evolution du coefficient d'efficacité en fonction de l'espacement relatif ; données expérimentales regroupées par Vesic (1977)*

D'autres paramètres semblent avoir une influence sur le coefficient d'efficacité à savoir le diamètre et la longueur du pieu ainsi que le nombre de pieux dans le groupe.

Dans le cas d'un sable lâche et pour des pieux de longueur  $20d$  (Lignes 1 et 9 du tableau I.4) l'augmentation du diamètre de pieu de 10 à 30 cm diminue le coefficient d'efficacité. Pour les sables moyennement denses et pour un groupe de pieux à  $n = 4$  et  $L/D = 15$  (lignes 2 et 7), le coefficient d'efficacité tend à augmenter avec le diamètre.

A partir de ces résultats, on peut aussi observer la variation du coefficient d'efficacité avec le nombre de pieux (lignes (2 et 3), (5 et 6), (7 et 8), (9 et 10)). L'ensemble de ces résultats

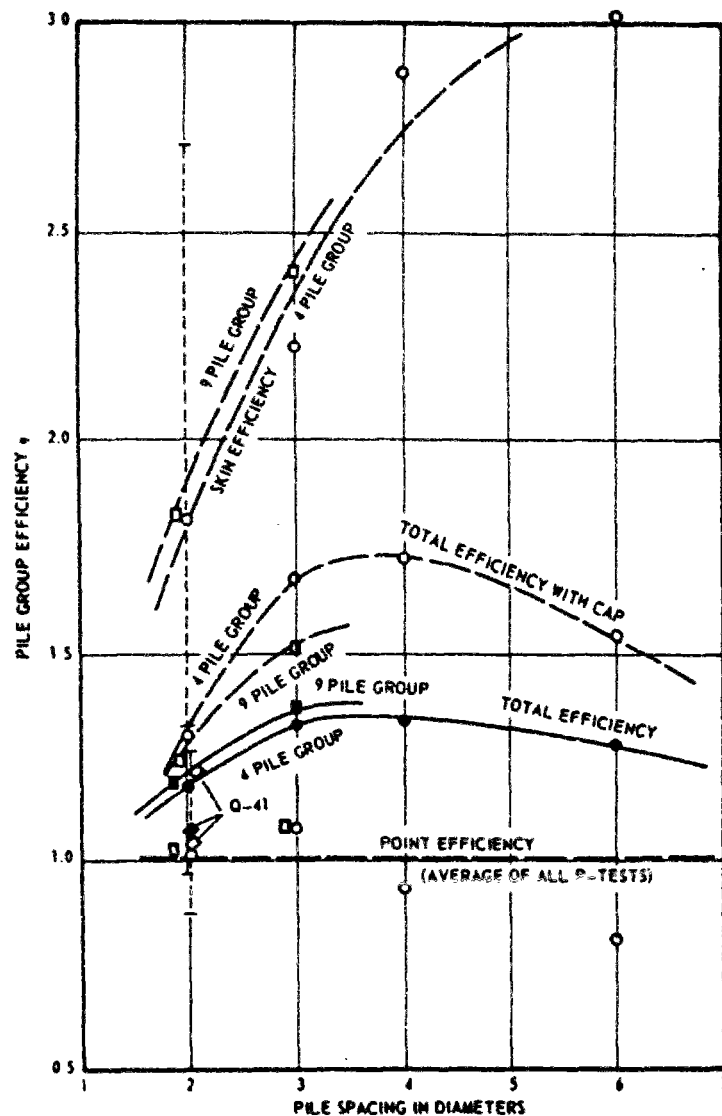
montre une augmentation du coefficient d'efficacité avec le nombre de pieux. La plus forte augmentation est obtenue à faible densité et faible espacement.

Dans le tableau I.4 tiré des travaux de Vesic (1977), on voit apparaître des résultats tirés de ses travaux antérieurs (Vesic 1968). Outre la détermination de l'évolution du coefficient d'efficacité avec l'espacement, Vesic, 1969 (c'est la date qu'on a sur notre référence) s'est aussi intéressé à la détermination de l'effet de groupe sur la résistance en pointe. Il a instrumenté ses pieux avec des ponts de jauges en pointe et en tête. Les résultats obtenus ont montré que l'effet de groupe sur la résistance en pointe est inexistant (figure I.19). Par ailleurs, on peut constater sur la même figure un coefficient d'efficacité pour le frottement latéral largement supérieur à 1.

Ce résultat concernant l'effet de groupe sur la résistance en pointe, a été largement pris en considération par la suite. On le retrouve dans plusieurs recommandations faites jusqu'à présent (entre autres Poulos and Davis, 1990). Sayed and Bakeer (1992) ont élaboré une formulation semi-empirique pour le coefficient d'efficacité. En se basant sur les résultats de Vesic (1969), eux aussi ont pris en compte un effet de groupe nul sur la résistance en pointe.

Il peut paraître à première vue étonnant que l'interaction entre les pieux n'ait pas d'influence significative sur la résistance en pointe, si l'on considère, par exemple, les observations faites par plusieurs auteurs (au cours du fonçage et du chargement) sur le massif du sol à proximité de la pointe du pieu (formation d'un bulbe dont l'étendue est de quelques diamètres verticalement et horizontalement). Ce résultat peut, d'une certaine manière, être expliqué en considérant la procédure utilisée par Vesic pour mettre en place ses modèles, qui étaient tous foncés simultanément, procédure assez différente de la procédure généralement utilisée, consistant à mettre en place les inclusions l'une après l'autre.

Les résultats obtenus par Dubreucq *et al.* (1995) où trois modèles de micropieux sont vérifiés simultanément dans la nacelle d'une centrifugeuse confortent cette idée. Ces auteurs montrent en effet là-aussi la non existence d'effet de groupe sur la résistance en pointe.

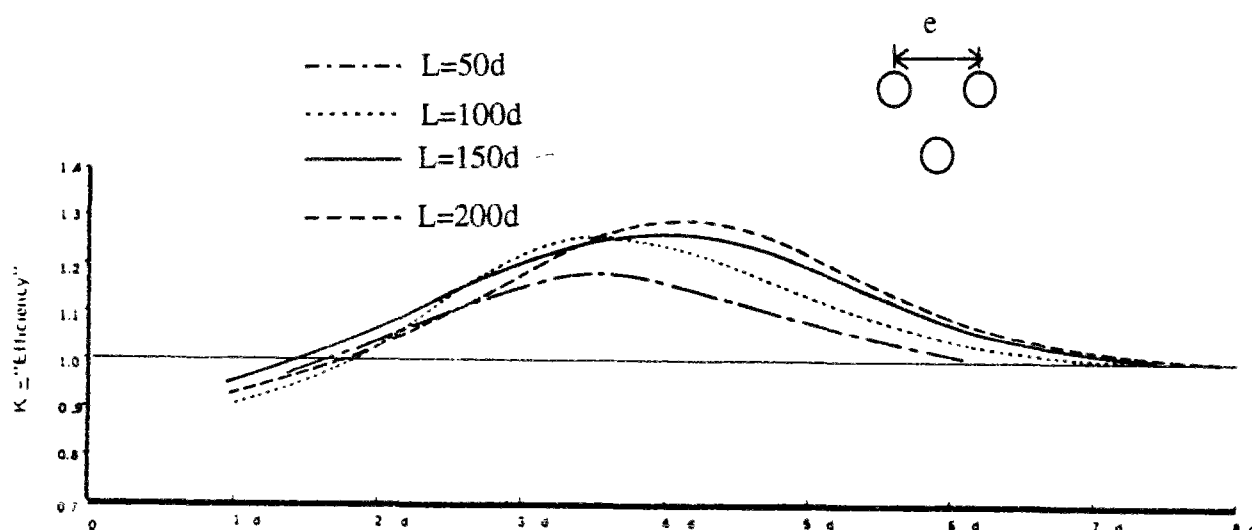


**Figure I.19** Variation du coefficient d'efficacité en fonction de l'espacement ; découplage entre résistance en pointe et frottement latéral (Vesic, 1969)

**b) Travaux de Lizzi et Carnevale (1979)**

Lizzi et Carnevale (1979) ont réalisé des essais pour étudier l'effet de groupe sur des modèles de micropieux forés et injectés gravitairement mis en place dans un sable. L'état de densité du sable sur le site n'est pas précisé. Le diamètre des modèles est de 10 mm. Plusieurs élançements sont étudiés : 50, 100, 150 et 200. Un groupe de trois modèles a été étudié, avec des espacements relatifs variant de 2 à 7 diamètres. La figure I.20 montre la variation du coefficient d'efficacité avec l'espacement relatif  $e$ . Ces résultats montrent que, pour des espacements compris entre 2 et 7 diamètres, on trouve un coefficient d'efficacité légèrement supérieur à 1. On constate, de plus, que l'espacement optimum se situe au voisinage de 4

diamètres et que la longueur de l'inclusion n'apparaît pas avoir d'influence significative sur la valeur du coefficient d'efficacité.



**Figure I.20 Coefficient d'efficacité pour des groupes de trois micropieux modèles (Lizzi et Carnevale, 1979)**

### **c) Travaux de Plumelle et Raynaud (1996)**

Dans le cadre du projet national FOREVER, ces auteurs ont réalisé différents travaux. Ils ont reconstitué un massif de sable lâche ( $I_D \approx 0,5$ ) de 10 m x 10 m sur une hauteur de 6 m. Dans ce paragraphe, on s'intéresse aux résultats concernant l'effet de groupe qui a été mis en évidence sur différents types de micropieux :

- les micropieux forés et scellés gravitairement (type II)
- les micropieux refoulant le sol (type R-SOL, assimilé au type IV).

Ces micropieux ont les dimensions suivantes : diamètre de 100 mm et longueur scellée de 5 m. Les groupes essayés sont constitués de quatre micropieux présentant un entraxe relatif de deux diamètres. Sur les figures I.21 et I.22, on présente l'évolution de la charge en tête des micropieux (isolés et en groupe) en fonction du déplacement. Pour les micropieux de type II, le coefficient d'efficacité moyen a été estimé à 1,23. Pour les micropieux de type IV, il est évalué à 0,93. Les auteurs en concluent à partir de ces

résultats que l'efficacité en groupe des micropieux type II est meilleur que l'efficacité des micropieux R-SOL.

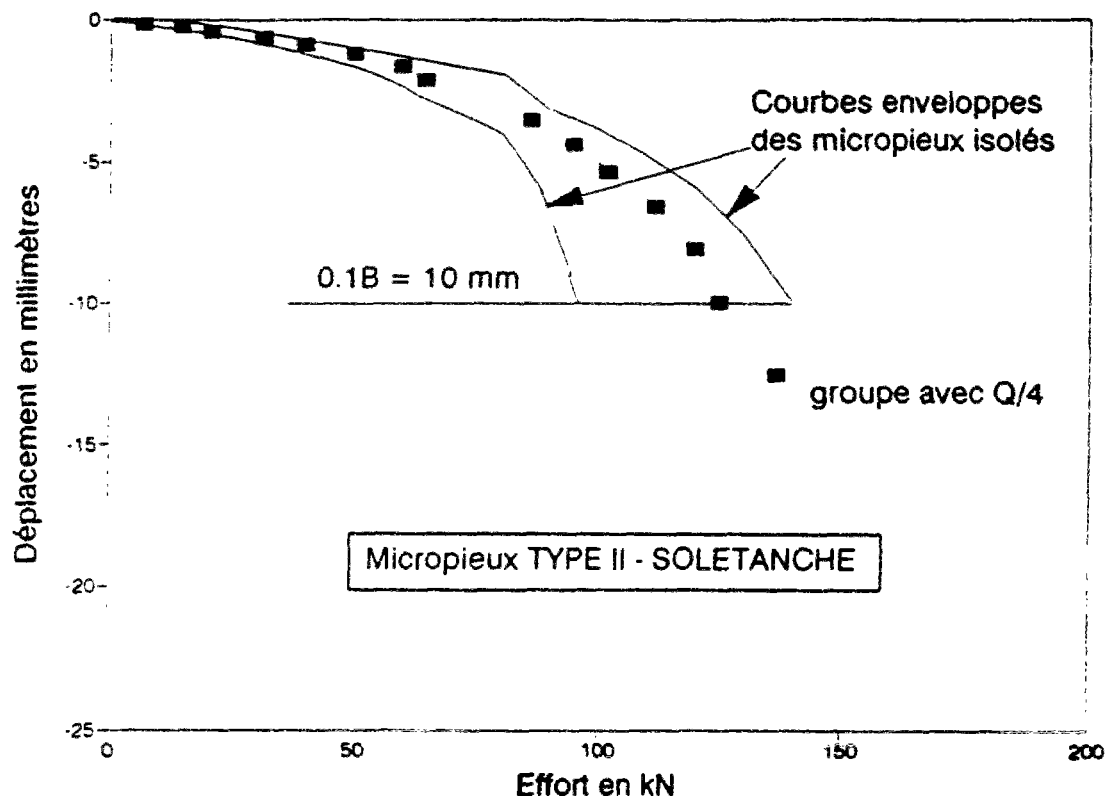


Figure I.21 Courbes effort-déplacement : micropieux type II (Plumelle et Raynaud, 1996)

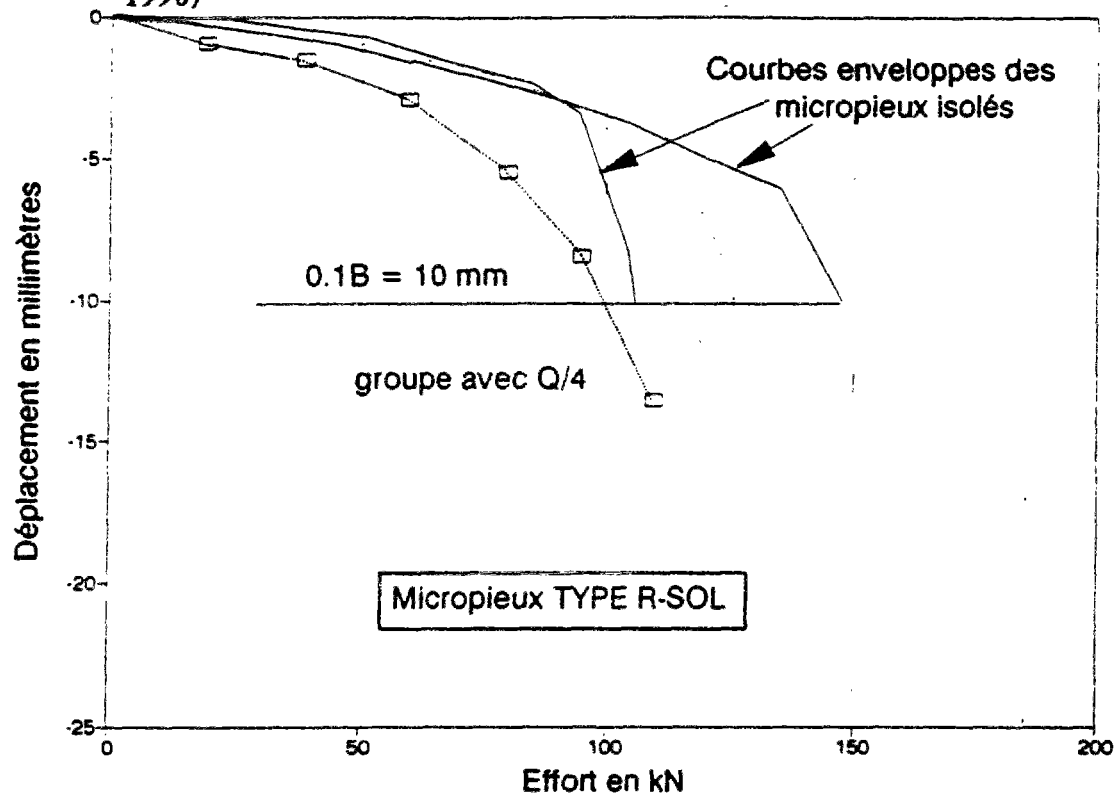


Figure I.22 Courbes effort-déplacement : micropieux type R-SOL (Plumelle et Raynaud, 1996)



### **I.3.2. Installation d'un groupe de pieux ; effets induits sur le massif de sol et sur les pieux**

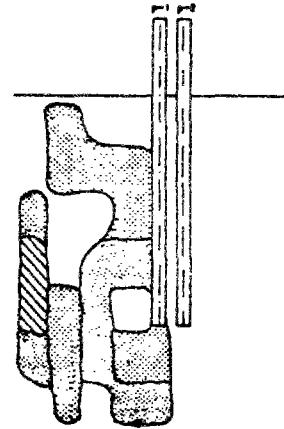
Pour un groupe de pieux ou de micropieux, la seule détermination du coefficient d'efficacité ne suffit pas pour la bonne compréhension des mécanismes de fonctionnement et pour réaliser un bon dimensionnement de l'ouvrage. Avant de se lancer dans le calcul d'un groupe de pieux, il est important d'avoir un certain recul par rapport à la méthode d'installation, l'ordre d'installation et de s'intéresser à l'effet de ces derniers paramètres sur le comportement de l'ensemble. Par ailleurs, il faut accorder beaucoup d'attention aux modifications auxquelles on peut s'attendre en ce qui concerne les courbes de mobilisation du frottement latéral et de la résistance en pointe.

#### **I.3.2.1. Effet de l'installation d'un groupe de pieux sur le massif de sable**

Les travaux de Shublaq (1992) concernent l'étude de la perturbation d'un massif de sable provoquée par l'installation d'un pieu isolé ou d'un groupe de pieux. Plus spécifiquement, ce travail s'intéresse à la variation de la densité du massif provoquée par l'installation. Les modèles de pieux utilisés ont un diamètre de 4 cm et une longueur de 1 m. Les pieux ont été battus dans une cuve de sable moyennement dense de diamètre 1,2 m et de profondeur 1,35 m. Le capteur utilisé pour mesurer la variation de la densité est constitué par une sonde thermique (une trentaine de sondes mises en place dans le massif). Sur la figure I.23, on présente les résultats illustrant une variation de la densité à proximité des deux pieux installés à un espacement de deux diamètres. Pour avoir une idée de l'ampleur du changement, il faut se référer à la classification définie sur la figure I.23.

On constate une densification presque tout le long du fût. L'auteur estime l'étendue de cette zone d'influence à environ 5 diamètres au dessous de la pointe et à environ 7 à 10 diamètres horizontalement. Un relâchement important est à signaler dans le massif entourant le fût situé directement derrière la pointe. Par ailleurs, l'auteur paraît méfiant en ce qui concerne l'augmentation de la densité trouvée à proximité du fût. Il signale, que suivant la forme de la pointe, on peut avoir un effet d'augmentation ou de diminution de la densité sur une partie du fût.

DEGREE OF SIGNIFICANCE	PERCENTAGE OF DENSITY CHANGES	HATCHING PATTERN
	(DENSIFICATION) (+)	
VERY SIGNIFICANT	$\Delta \rho \geq +5.0$	[Diagonal lines top-left to bottom-right]
SIGNIFICANT	$+3.0 \leq \Delta \rho < +5.0$	[Diagonal lines bottom-left to top-right]
NOT VERY SIGNIFICANT	$+1.4 \leq \Delta \rho < +3.0$	[Horizontal lines]
INSIGNIFICANT	$\Delta \rho \leq +0.3$	[White]
	(LOOSENING) (-)	
VERY SIGNIFICANT	$\Delta \rho \leq -5.0$	[Diagonal lines top-right to bottom-left]
SIGNIFICANT	$-3.0 \leq \Delta \rho < -1.4$	[Diagonal lines bottom-right to top-left]
NOT VERY SIGNIFICANT	$-1.4 \leq \Delta \rho < -0.3$	[Horizontal lines]
INSIGNIFICANT	$\Delta \rho \geq -0.3$	[White]



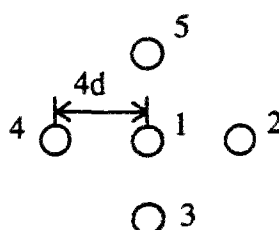
**Figure I.23 Evolution de la densité à la suite de l'installation de deux pieux (Shublaq, 1992)**

### I.3.2.2. Interaction pieu-sol-pieu au cours de l'installation

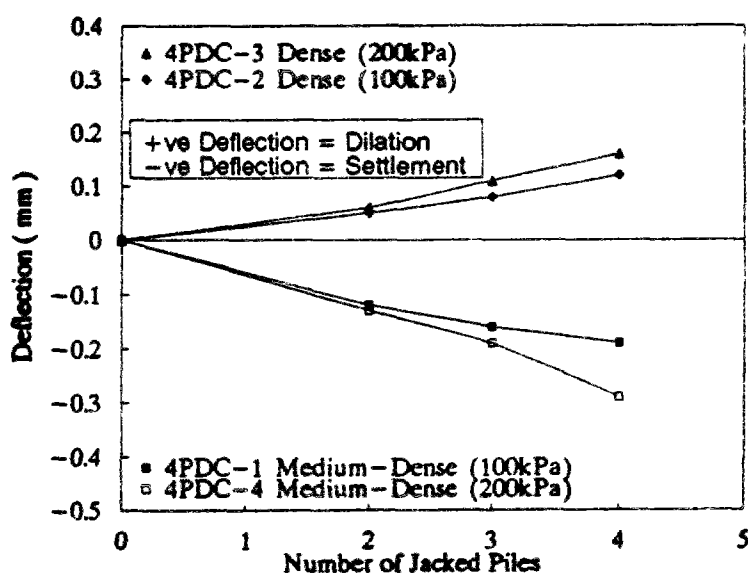
Briaud *et al.* (1989) ont réalisé des essais en vraie grandeur sur un groupe de 5 pieux ( $d=27,3$  cm et  $L=9,15$  m) battus dans un massif de sable moyennement dense. Le schéma d'implantation de ce groupe est présenté sur la figure I.24. L'entr'axe avec le modèle central est d'environ  $4d$ . Les auteurs ont noté que le nombre de coups total nécessaire pour la mise en place des pieux augmente avec le nombre de pieux déjà en place. Pour les deux premiers, il est de 62. Ensuite, il, passe à 100 et pour les deux derniers, il est de l'ordre de 125. Ceci est expliqué par la densification du sable liée au battage des pieux. Par ailleurs, l'instrumentation des pieux a permis de mesurer les contraintes résiduelles induites par le battage. Pour le pieu isolé, ces auteurs mesurent des contraintes résiduelles en pointe égales à 11% (65 kN) de la résistance en pointe limite. Pour les pieux en groupe, les auteurs signalent une forte diminution de ces contraintes résiduelles en pointe (10 kN). Par contre, ils constatent une augmentation des contraintes résiduelles en frottement latéral. Il est regrettable qu'au moment de l'installation, on n'ait pas enregistré l'influence du passage d'un pieu au voisinage d'un autre déjà installé.

Par ailleurs, Al-Douri and Poulos (1994a) ont étudié certains aspects du comportement des pieux en groupes, notamment l'influence de l'installation d'un modèle de pieu sur la résistance et le déplacement d'un modèle adjacent. L'étude a été réalisée dans une cuve de 590 mm de diamètre et de 480 mm de profondeur. Les modèles des pieux ont un diamètre de 25 mm et une pointe conique de  $45^\circ$ . La figure I.25 tirée des travaux d'Al-Douri and

Poulos (1994a) montre l'influence du nombre de pieux fonnés sur les mouvements de la tête du premier pieu fonné. L'espacement relatif entre les pieux est fixé à trois diamètres. Ces résultats montrent que la direction du mouvement du pieu installé (ascendante ou descendante) dépend essentiellement de la densité initiale du massif, et l'amplitude du mouvement est influencée par la profondeur simulée. En effet, dans le cas d'un sable moyennement dense, le premier modèle installé subit un déplacement vers le bas au cours de l'installation d'un deuxième modèle. Ce mouvement continue au cours de l'installation d'un troisième et d'un quatrième modèle, mais à des taux de déplacement plus faibles.



**Figure I.24** Schéma d'installation des pieux utilisé par Briaud et al. 1989

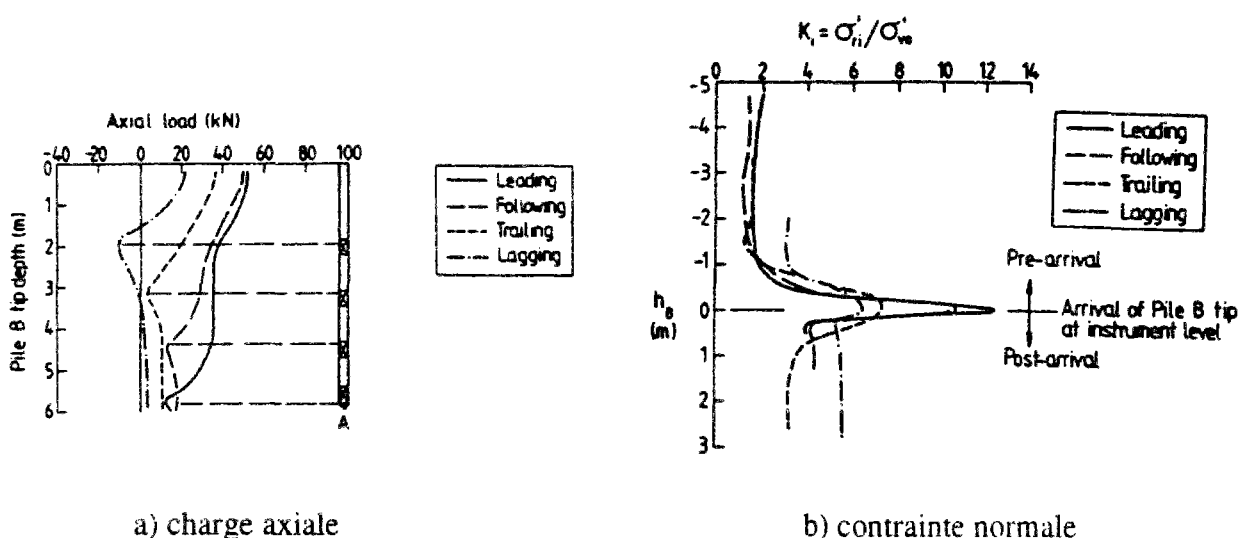


**Figure I.25** Influence du nombre de pieux installés sur les mouvements verticaux d'un pieu en place (Al-Douri and Poulos, 1994)

Dans le cas d'un sable dense, un mouvement ascendant est signalé. On constate aussi, que les déplacements les plus importants sont obtenus pour les niveaux de contrainte appliquée les plus élevés. Par ailleurs, ces auteurs trouvent que les mouvements les plus forts sont enregistrés lors de l'enfoncement d'un modèle voisin situé à un espacement relatif de  $3d$ .

Pour un espacement de 5 diamètres, on constate une influence négligeable. Ce résultat correspond au cas d'un sable moyennement dense.

Plus récemment, les travaux de Chow (1995 et 1996) ont eux aussi fourni des éléments importants concernant ce domaine. Le pieu instrumenté de l'Imperial College (Bond *et al.* 1991) est utilisé pour enregistrer les variations de contrainte effective induites par l'installation par fonçage d'un deuxième pieu non instrumenté à un espacement de 4.5d. Le diamètre des pieux est de 102 mm et leur longueur est de 6 m. Les pieux ont une pointe conique. Le sable est dense. Sur la figure I.26 (a), tirée des travaux de Chow (1995), on présente la variation des efforts axiaux dans le pieu instrumenté (A) au cours de l'installation d'un deuxième pieu (B). On remarque là aussi, la forte décroissance des contraintes résiduelles en pointe. En effet, le capteur incorporé au niveau de la pointe enregistre au début du fonçage du pieu B une charge d'environ 50 kN et, à la fin de ce fonçage, une charge de 14 kN. La figure I.26 (b) montre l'évolution de la contrainte normale normalisée par la contrainte verticale initiale. En abscisse, est reporté la distance ( $h_b$ ) de la pointe du pieu (B) par rapport au capteur du pieu (A). On peut remarquer une augmentation de la contrainte normale sur le fût d'un pieu déjà installé. Cette augmentation est maximale pour une valeur de  $h_b$  de 0,1 m. Après le passage de la pointe, on remarque une rediminition de la contrainte normale. La contrainte finale résiduelle est deux fois plus élevée que la contrainte initiale du sol en place.



**Figure I.26 Evolution de la charge axiale (a) et des contraintes normales (b) sur un pieu déjà installé au cours de l'installation d'un deuxième (Chow, 1995)**

### I.3.3. Chargement d'un groupe de pieux

On présente, dans ce paragraphe, quelques résultats importants concernant l'influence de l'effet de groupe sur la mobilisation des efforts au cours du chargement de groupes de pieux/micropieux.

#### I.3.3.1. Mobilisation du frottement latéral au sein d'un groupe de pieux/micropieux

Liu *et al.* (1985) ont réalisé des travaux intéressants sur des groupes de pieux et micropieux forés dans un massif de sable lâche. Sur la figure I.27 extraite des travaux de Liu *et al.* (1985), on présente les courbes de mobilisation du frottement latéral moyen pour les différents micropieux du groupe. L'essai a été réalisé sur un groupe de 9 micropieux de diamètre 25 cm et de longueur  $18d$  (4,5 m), assemblés en tête par une semelle ne touchant pas le sol. Un effet d'enserrement positif est obtenu pour le groupe des 9 pieux espacés de  $3d$ . Avec l'augmentation de l'espacement ( $4d$ ,  $6d$ ), le frottement latéral moyen en groupe tend à se rapprocher de celui d'un pieu isolé. Pour un espacement de deux diamètres, les résultats obtenus semblent indiquer une mobilisation du frottement latéral située au dessous de celle obtenue pour le micropieu isolé. Aux grands déplacements ( $0,1d$ ), les deux courbes se croisent.

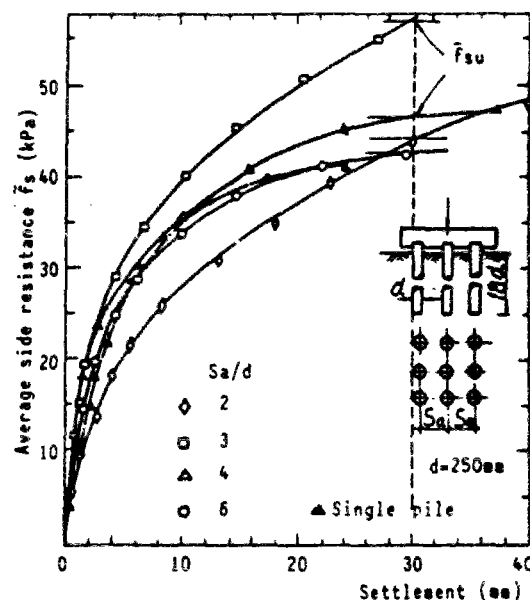
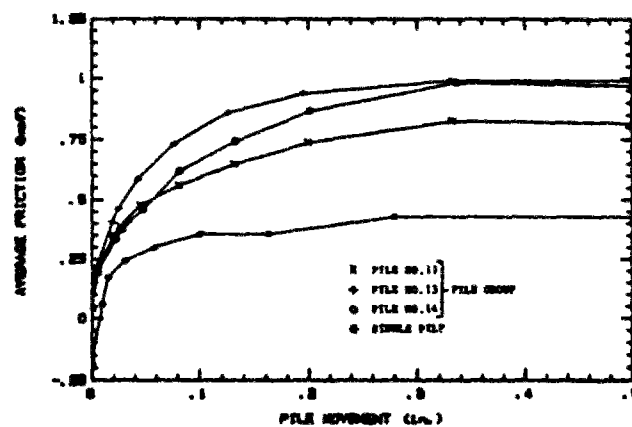


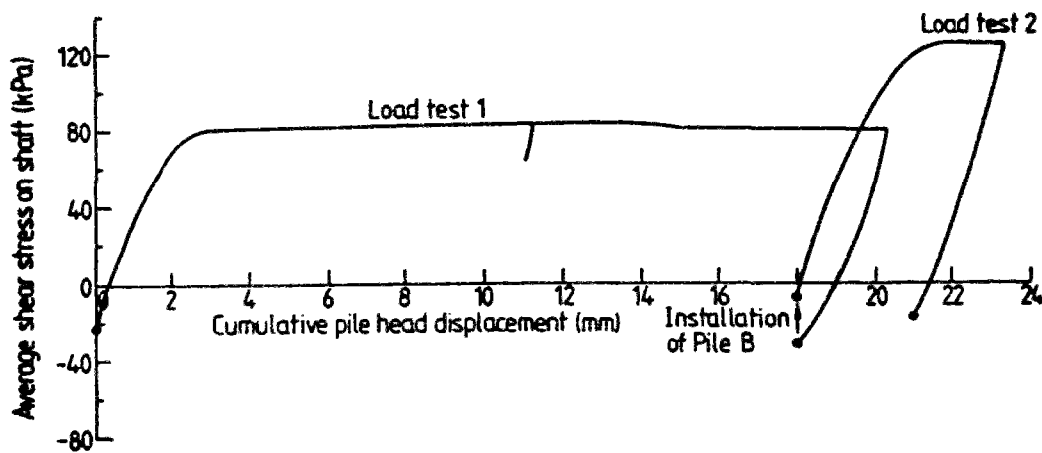
Figure I.27 Mobilisation du frottement latéral moyen pour un groupe de micropieux et pour un micropieu isolé (Liu *et al.* 1985)

Pour les pieux battus, on reprend les travaux de Briaud *et al.* (1989) pour présenter leurs résultats concernant le frottement latéral mobilisé au sein du groupe de pieux, battus dans un massif de sable moyennement dense. La figure I.28, montre l'évolution du frottement latéral moyen sur un pieu donné en fonction du déplacement. Nous pouvons constater une mobilisation du frottement latéral positivement affectée par l'effet de groupe.



**Figure I 28 Mobilisation du frottement latéral sur différents pieux (Briaud *et al.* 1989)**

Les travaux de Chow (1995 et 1996) présentent eux-aussi des résultats intéressants. Il s'agit de deux pieux foncés dans un sable dense (détails au paragraphe I.3.2.2). La figure I.29 montre la mobilisation du frottement latéral moyen sur le premier pieu installé. Deux chargements sont effectués sur ce pieu, le premier avant l'installation d'un deuxième pieu et le deuxième après l'installation d'un deuxième pieu à proximité du premier. Au cours du premier chargement, un frottement latéral maximum d'environ 80 kPa est obtenu pour un déplacement d'environ 3mm (0,03d). On peut aussi voir clairement sur la figure que le frottement résiduel négatif est largement influencé par l'installation d'un deuxième pieu à proximité. Une forte diminution est enregistrée. Une augmentation de 50% sur le frottement maximum mobilisé est ensuite mise en évidence au cours du deuxième chargement.



**Figure I.29 Evolution du frottement latéral au cours du chargement d'un pieu isolé et au cours du chargement du même pieu après installation d'un deuxième pieu (Chow, 1995)**

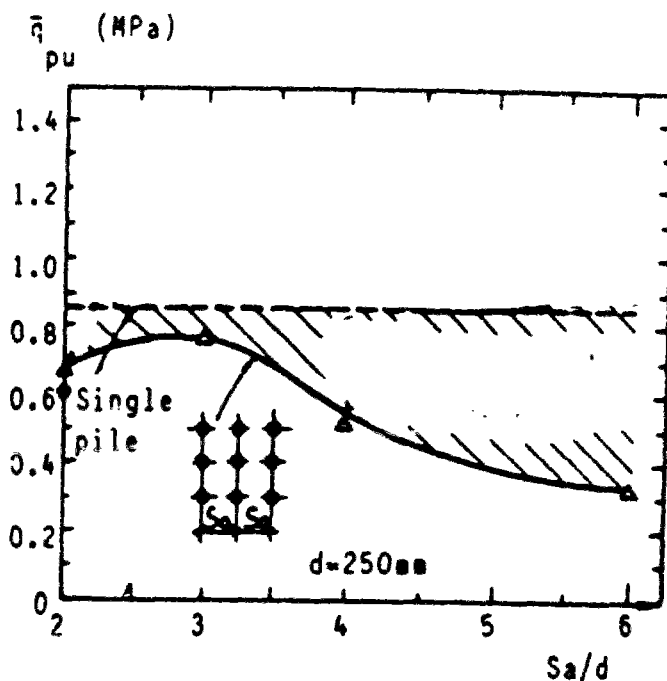
### **I.3.3.2. Mobilisation de la résistance en pointe au sein d'un groupe de pieux/micropieux**

Etant données les difficultés techniques liées à la mesure de la résistance en pointe, peu de travaux ont présenté des résultats concernant la mobilisation de la résistance en pointe au cours du chargement de fondations profondes. Liu *et al.* (1985) présentent seulement l'évolution de la résistance en pointe limite (figure I.30) en fonction de l'espacement. Apparemment, l'effet de groupe obtenu sur la résistance en pointe est négatif. Un point qui peut paraître surprenant concerne la forte différence notée pour un entr'axe de  $6d$  entre la résistance en pointe du pieu isolé et la résistance en pointe des pieux au sein du groupe. Logiquement, pour cet espacement on doit s'approcher de la résistance en pointe limite d'un pieu isolé.

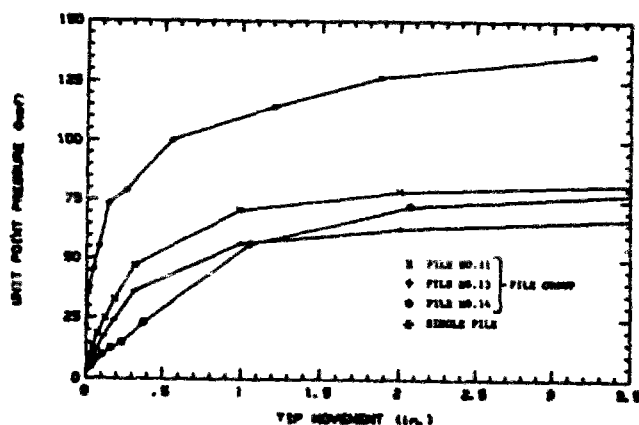
Les courbes de mobilisation de la résistance en pointe obtenues par Briaud *et al.* (1989) sont présentées sur la figure I.31. On remarque que l'effet de groupe obtenu sur la résistance en pointe est sensiblement négatif.

Chow (1995 et 1996) présente des courbes de mobilisation de la résistance en pointe. La figure I.32 montre l'évolution de la résistance en pointe pour le premier chargement et le deuxième. Nous pouvons aussi voir l'évolution des charges globales sur les pieux. On

constate d'abord la charge résiduelle importante en pointe à la suite du déchargement du pieu. Celle-ci est estimée à 50% de la charge reprise par la pointe à la rupture. Une forte diminution de cette charge résiduelle était notée à la suite de l'installation du deuxième pieu. Par ailleurs, la mobilisation des efforts en pointe au cours d'un deuxième chargement est caractérisée par une forte diminution de la rigidité initiale et des efforts mobilisés à la rupture.

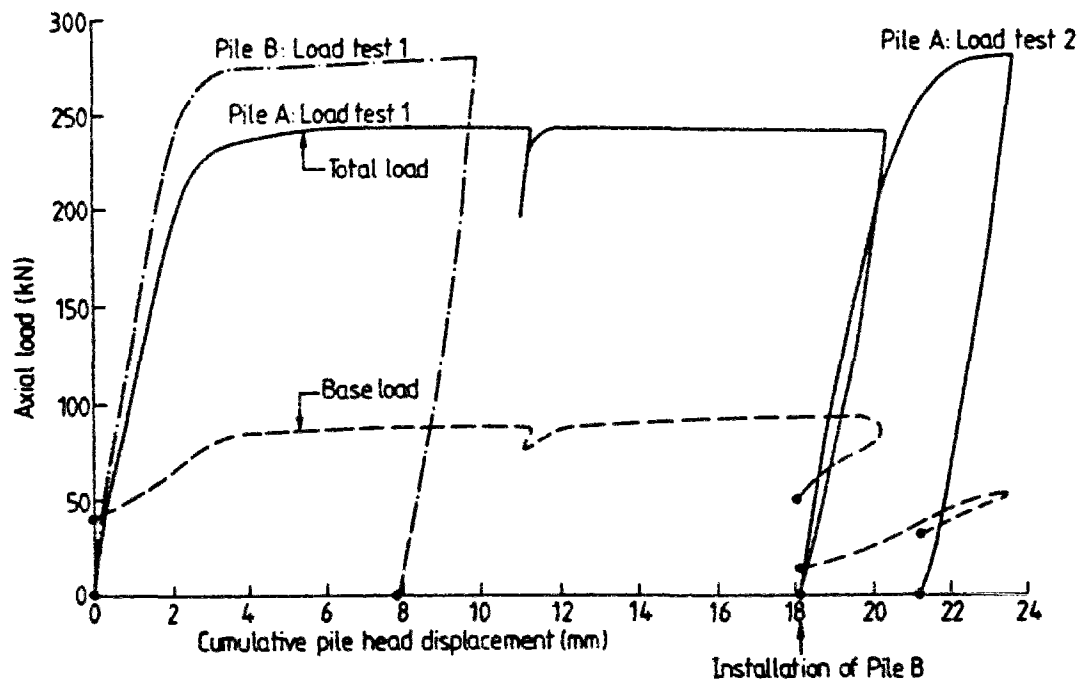


**Figure I.30** Comparaison entre la résistance en pointe limite d'un groupe de micropieux et la résistance en pointe d'un micropieu isolé (Liu et al. 1985)



**Figure I.31** Mobilisation de la résistance en pointe sur différents pieux (Briaud et al. 1989)





**Figure 1.32** Courbe charge en tête et charge en pointe-déplacement ; le pieu est isolé test 1; le pieu est affecté par l'installation d'un deuxième test 2; (Chow, 1995)

#### **1.3.4. Dimensionnement d'un groupe de pieux ; méthodes adoptées actuellement pour l'évaluation de l'effet de groupe**

Le problème du dimensionnement d'un groupe de pieux comporte deux volets :

- l'évaluation de la capacité portante du groupe à partir de la capacité portante d'un pieu identique isolé.
- l'évaluation du tassement du groupe sous charge de service.

Le premier volet a été développé autour de l'idée de coefficient d'efficacité. La bonne estimation de ce coefficient peut fournir une solution rapide et économique pour un problème de dimensionnement. Dans ce qui suit, on présente les méthodes actuellement utilisées pour ce type de calcul.

Par ailleurs, le critère de tassement admissible sous une charge de service imposée pour la bonne stabilité globale d'un ouvrage donné a poussé au développement de différentes méthodes de calcul. Par ailleurs et depuis plusieurs années, des recherches sont

développées en France et à l'étranger pour mieux comprendre et prendre en compte l'influence de l'effet de groupe sur la mobilisation des efforts. Ces travaux ont fait l'objet de plusieurs rapports dans le cadre du projet FOREVER (entres autres Maleki et Frank, 1994, Frank et Maleki, 1995).

#### **1.3.4.1. Détermination de la capacité portante d'un groupe de pieux**

Quand les gens ont commencé à réfléchir à ce problème, très peu d'information était encore disponible sur les différents paramètres qui régissent cet effet de groupe. En France, Kérisel, cité par Schlosser (1988), a quantifié l'effet de groupe en fonction du rapport  $e/D$  sans faire de distinction entre sol pulvérulent et sol cohérent. Il propose alors les valeurs suivantes :

$$\begin{aligned} C_e &= 1 && \text{pour } e > 7d \\ C_e &= 0,51 + 0,07 \frac{e}{d} && \text{pour } 2d < e < 7d \end{aligned}$$

Avec  $e$  étant l'espacement entre les pieux et  $d$  étant le diamètre du pieu.

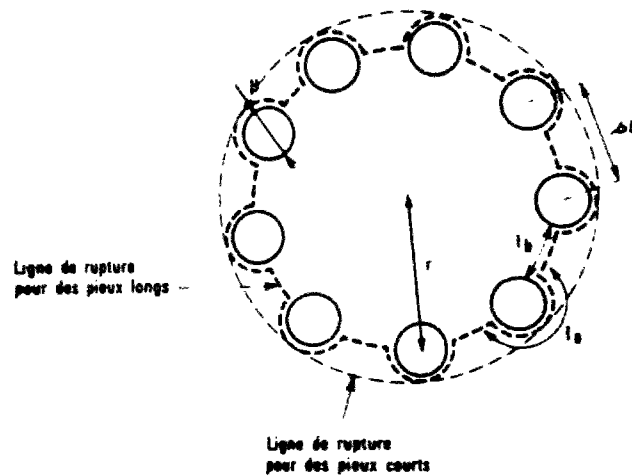
Dans le cas où  $e < 2d$ , le même auteur propose de calculer l'effort sur le pieu équivalent à savoir le calcul du frottement latéral sur la surface circonscrite au groupe de pieux. Pour la résistance en pointe globale, il propose une sommation des résistances en pointe calculées comme pour les pieux isolés. Ceci sous-entend un découplage entre résistance en pointe et effet de groupe.

D'autres méthodes ont été proposées par ailleurs. On examinera la méthode utilisée par l'Association de Recherche en GEotechnique Marine (ARGEMA, 1988), inspirée des travaux de de Ruiter and Beringen (1979) ainsi que la méthode recommandée par les règles techniques (1993).

##### **a) Méthode du bloc solide (de Ruiter and Beringen, 1979)**

Cette méthode est couramment utilisée pour calculer la capacité portante des groupes de pieux circulaires "offshore". Dans cette méthode, la capacité portante ultime du bloc est

calculée comme la résistance mobilisée par la surface enveloppe représentée sur la figure I.33.



**Figure I.33 Lignes de rupture pour un groupe circulaire de pieux**

Pour des pieux longs  $Q_{lg}$  s'exprime par:

$$Q_{lg} = Q_{nlg} + Q_{plg}$$

$$Q_{nlg} = n[0,5Q_n + (s-1)B] \int_0^L \tau dz$$

$$Q_{plg} = \pi r^2 q_p$$

avec

$Q_{nlg}$  : capacité portante du bloc en frottement latéral

$Q_{plg}$  : capacité portante du bloc en pointe

$Q_n$  : capacité ultime du pieu isolé en frottement latéral

$r$  : rayon du groupe de pieu

$n$  : nombre de pieux dans le groupe

$B$  et  $L$  : diamètre et longueur des pieux

$s$  : espacement relatif entre axes des pieux (dans notre nomination c'est  $e$ )

$\int_0^L \tau dz$  : sommation de la résistance au cisaillement du sol sur la profondeur du groupe de pieux

$q_p$  : résistance de pointe du bloc solide

Pour des pieux de faible longueur (élancement  $< 15$ ), l'auteur adopte comme ligne de rupture la surface enveloppe qui se confond avec l'anneau contenant les pieux du groupe.

Les expressions des capacités ultimes du bloc deviennent:

$$Q_{fgl} = 2\pi r \int_0^L \tau \, dz$$

$$Q_{pgl} = 2\pi r B q_p$$

$q_p$  étant la résistance en pointe pour un pieu isolé.

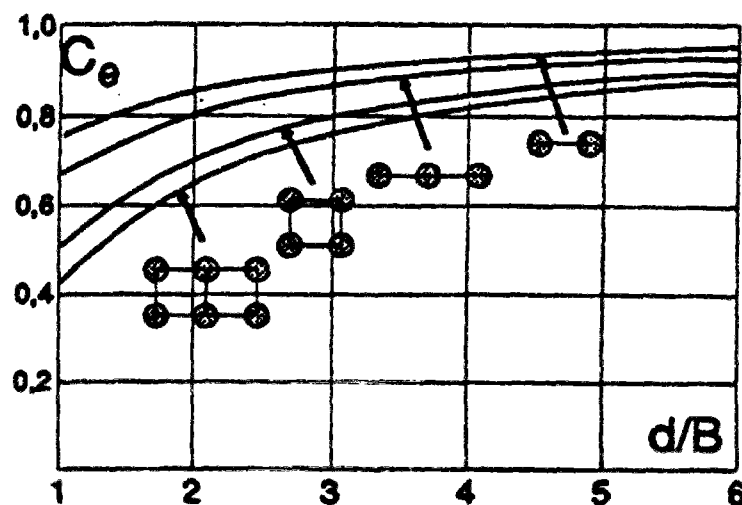
**b) Méthode recommandée par le Fascicule 62 (1993)**

Pour les pieux mis en place sans refoulement du sol et pour les pieux mis en place avec refoulement du sol dans les sables compacts, les règles techniques proposent d'utiliser la plus faible des estimations suivantes : la formule de Converse Labarre et la méthode du pieu équivalent (Terzaghi) dont la méthode du bloc solide est inspirée.

En ce qui concerne la formule de Converse Labarre, on suppose que les pieux sont identiques et verticaux. Les paramètres pris en compte sont l'entr'axe relatif et le nombre de pieux dans le groupe. La formule donnant le coefficient d'efficacité est la suivante

$$C_e = 1 - \frac{\arctan(d/e)}{\pi/2} \times \left( 2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n} \right)$$

avec m, nombre de rangées dans le groupe et n nombre de pieux par rangée. Sur la figure I.34 on présente l'évolution du coefficient d'efficacité, évalué selon la formule précédente, avec l'entr'axe relatif pour différentes configurations de groupes.



**Figure I.34 Evolution du coefficient d'efficacité selon les recommandations du fascicule 62**

Pour les pieux mis en place avec du refoulement du sol dans du sable lâche à moyennement compact, les règles recommandent un coefficient d'efficacité égal à 1.

#### **I.3.4.2. Quelques remarques sur ces méthodes**

En ce qui concerne la méthode du bloc solide, quelques limitations sont à signaler :

- cette méthode est destinée à une configuration particulière de groupe (cellule circulaire) ; en l'occurrence c'est une configuration particulière typique des structures de fondations profondes offshore.
- le mode de mise en place des pieux. l'indice de densité du matériau et l'ordre d'installation ne figurent pas parmi les paramètres pris en compte.

Le frottement latéral d'un groupe de pieux calculé à partir de cette méthode est relié au frottement latéral du pieu isolé (frottement non affecté par l'effet de groupe) ainsi qu'à la résistance au cisaillement mobilisable dans le sol. Etant donnés les résultats expérimentaux présentés dans les paragraphes précédents, cette hypothèse sur le frottement nous paraît relativement éloignée des observations expérimentales. Par ailleurs, on remarque que le frottement latéral et la résistance en pointe sont des fonctions croissantes de l'espacement, ce qui est en contradiction avec les résultats présentés par Vesic (1977). On peut aussi remarquer, qu'il est recommandé de ne pas prendre en compte d'effet de groupe sur la résistance en pointe.

En ce qui concerne la méthode recommandée par les règles techniques, on peut, là aussi, faire quelques remarques. Ces règles recommandent un coefficient d'efficacité égal à 1 pour les pieux mis en place avec refoulement du sol dans un sable lâche à moyennement dense. Là aussi apparaît une forte contradiction avec les résultats expérimentaux de Vesic (1977). Par ailleurs, la formule de Converse Labarre recommandée dans le cas des pieux refoulant le sol dans un sol dense et dans le cas des pieux qui ne refoulent pas le sol, fournit un effet de groupe fortement négatif. Les résultats de Plumelle et Raynaud (1996) ont fourni pour le micropieux type II et dans le cas d'un espacement de deux diamètres, un coefficient d'efficacité de 1.23. La courbe présentée sur la figure I.34 donne un coefficient d'efficacité d'environ 0.7.

On peut de plus mentionner que Sayed and Bakeer (1992) ont développé une autre formulation pour le coefficient d'efficacité. Leur méthode est basée sur une hypothèse forte de découplage entre la résistance en pointe et l'effet de groupe. L'effet de groupe sur le frottement latéral est par ailleurs estimé sur la base de résultats expérimentaux, et des abaques ont été élaborés.

### **I.3.5. Conclusions sur le comportement des groupes de pieux et micropieux**

Dans ce sous-chapitre, on a présenté des éléments sur l'état de connaissance actuel en ce qui concerne les effets de groupe. Les travaux présentés s'intéressent en particulier à la quantification de l'effet de groupe sur la capacité portante. A partir des différents résultats trouvés dans la littérature, il est encore difficile de se faire une idée claire sur la nature de l'effet de groupe. Si on regarde les résultats de Vesic, on constate que les coefficients d'efficacité atteignent une valeur maximale d'environ 2 pour l'espacement le plus faible. Par rapport à ceci, les résultats de Lizzi et Carnevale fournissent un coefficient d'efficacité maximal proche de 1,2 pour un espacement d'environ  $4d$ . En ce qui concerne les travaux de Plumelle et Raynaud, les coefficients d'efficacité relatifs aux micropieux testés sont proche de l'unité.

La question que l'on peut se poser est que, les micropieux étant des inclusions qui travaillent essentiellement en frottement, il peut paraître étonnant que leur coefficient d'efficacité global soit proche de l'unité, si l'on se réfère aux résultats présentés par Vesic (figure I.19) montrant un coefficient d'efficacité sur le frottement qui peut atteindre 3.

Dans cette partie, on s'est aussi intéressé aux travaux relatifs au comportement d'un groupe de pieux ou micropieux au cours de leur installation. Ces travaux montrent, en particulier, l'importance des contraintes résiduelles existant en fin d'installation, et les modifications qu'elles peuvent subir au cours de l'installation successive de plusieurs micropieux.

En ce qui concerne le comportement d'un groupe de pieux sous chargement, l'étude approfondie de quelques résultats récents a montré que l'on peut s'attendre à un effet de groupe positif sur le frottement latéral et un effet négatif sur la résistance en pointe. On a vu, par ailleurs, que les méthodes de dimensionnement utilisées actuellement fonctionnent

avec des coefficients d'efficacité globaux et que l'on peut parfois trouver des divergences significatives avec les observations expérimentales.

Un autre résultat sera présenté ultérieurement dans l'optique d'une comparaison avec nos essais. Il s'agit des travaux de Foray *et al.* (1995 a).

## **I.4. ELEMENTS SUR LA SIMULATION PHYSIQUE EN CHAMBRE D'ETALONNAGE**

### **Introduction**

On a vu au cours de la présentation des éléments bibliographiques précédemment, qu'à plusieurs reprises, le recours à des expérimentations en vraie grandeur s'avère nécessaire pour mieux comprendre le comportement des fondations profondes. Cependant, ces moyens expérimentaux peuvent parfois poser des problèmes. Outre l'aspect du coût, différents facteurs techniques peuvent parfois altérer l'intérêt ou la portée des observations faites sur ouvrage réel.

Pour remédier à ces inconvénients et difficultés posés par l'expérimentation sur ouvrage en vraie grandeur, des simulations physiques en laboratoire sont nécessaires. L'ouvrage réel est alors simulé à l'aide de modèles réduits plus ou moins représentatifs de l'ouvrage réel. Ces études peuvent être menées en centrifugeuse ou en chambre d'étalonnage, ce dernier dispositif faisant l'objet de nos travaux. Chaque dispositif d'essai a ses avantages et ses inconvénients, dont il faut être conscient. On donne donc ci-dessous des éléments concernant la simulation physique en chambre d'étalonnage, le principe des essais, et certaines limitations et difficultés liées à ce type d'essai sont discutées.

### **I.4.1. La chambre d'étalonnage : principe des essais et problèmes liés à l'effet des conditions aux bords**

#### **I.4.1.1. Principe de la chambre d'étalonnage**

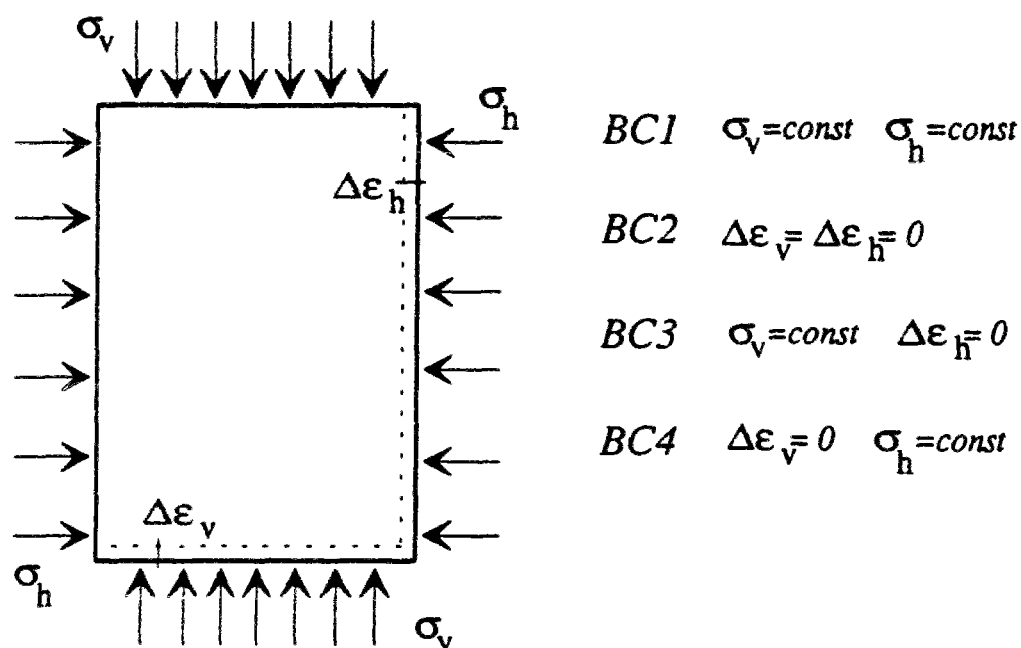
La chambre d'étalonnage est un outil expérimental qui permet de reconstituer, par pluviation, des massifs de sable de dimensions relativement importantes, correspondant à un état de densité et un état de contrainte donnés, simulant ainsi une « tranche » élémentaire de sol à une profondeur donnée. Il existe aussi des dispositifs permettant de reconstituer des massifs de sol fin, plus long à fabriquer que les massifs de sable (problème de consolidation).

Les chambres d'étalonnage peuvent servir à deux types d'applications principaux :



- étalonnage de la réponse de sondes de reconnaissance sur site (pénétromètres, pressiomètres, piézocônes, etc).
- simulation physique, à l'aide de modèles, de différents processus et problèmes de géotechnique (fondations superficielles et profondes etc.).

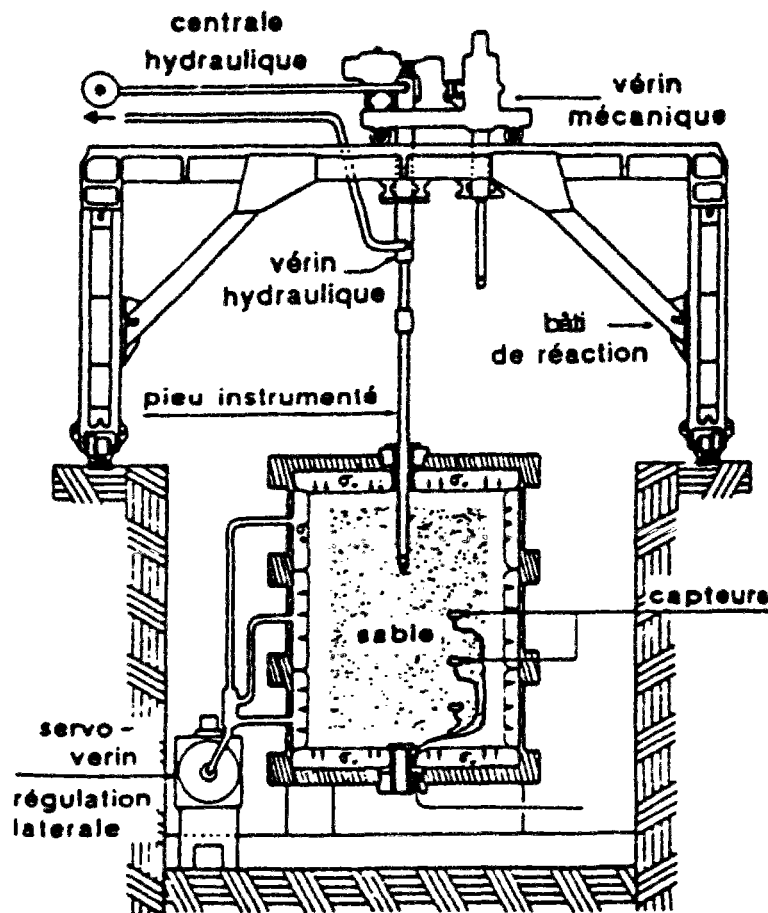
Il est important de rappeler, dans le cas des pieux par exemple, la chambre d'étalonnage permet de tester une tranche élémentaire du pieu et du sol environnant, à paramètres constants et il est possible d'imposer des conditions aux limites en contrainte ou en déplacement. La figure I.35 illustre les différentes conditions aux limites qui peuvent être appliquées aux massifs.



**Figure I.35 Conditions aux limites typiques applicables en chambre d'étalonnage (figure d'après Balachowski, 1995)**

La condition BC1 consiste à maintenir les contraintes horizontales et verticales constantes. En ce qui concerne la condition BC2, il s'agit de bloquer les déformations du massif à sa périphérie. La condition BC3 correspond à l'état de contraintes existant dans un massif de sol horizontal indéfini (état  $K_0$ ). La condition BC4 consiste à maintenir une contrainte horizontale constante et à bloquer les déformations verticales en partie supérieure et inférieure du massif.

A titre d'exemple, la figure I.36 (Foray *et al.* 1995 b) présente la chambre d'étalonnage du laboratoire 3S/IMG à Grenoble qui est opérationnelle dans sa configuration actuelle depuis les années quatre vingt. Ce dispositif permet de reconstituer des massifs de 1,2 m de diamètre et de 1,5 m de haut. Une originalité de ce dispositif est la possibilité d'appliquer au massif de sol des conditions aux limites horizontales asservies pour garder une rigidité latérale constante.



**Figure I.36** Schéma d'ensemble de la chambre d'étalonnage du laboratoire 3S (Foray *et al.* 1995 b)

Les pressions verticales sont appliquées moyennant deux membranes horizontales installées l'une au fond de la cuve et l'autre à la surface du massif. Ces membranes sont remplies d'eau et assurent la transmission de la contrainte verticale simulant la profondeur étudiée. Les membranes latérales sont elles aussi remplies d'eau et assurent l'application de la contrainte latérale.

#### **I.4.1.2. Effet des conditions aux bords**

##### **a) Généralités**

Comme mentionné ci-dessus, la chambre d'étalonnage permet d'appliquer à un massif de taille finie différentes conditions aux limites, l'objectif étant d'essayer de se rapprocher le plus possible d'un massif semi infini. Or, on a affaire à un massif de taille finie, soumis à des conditions aux limites appliquées à distance finie. Dans la majorité des essais sur des modèles de pieux ou micropieux, on fixe une surcharge verticale et l'on peut travailler avec deux types de conditions à la frontière latérale, à savoir une contrainte normale constante (condition BC1) et une non déformation latérale (BC3).

Les conditions aux limites appliquées aux bords de la chambre d'étalonnage ont une influence sur les résultats des essais chaque fois que les dimensions de la chambre ne sont pas suffisantes par rapport à la taille du modèle pour amortir les effets d'installation et de chargement du modèle (micropieu, pénétromètre, pressiomètre...) ou du groupe de modèles. On désigne par  $R_d$  le rapport du diamètre du massif de sable sur le diamètre du modèle. Généralement, on considère que, pour un certain rapport  $R_d$ , les dimensions de la chambre n'ont pas d'influence lorsque deux essais réalisés pour les deux conditions aux limites BC1 et BC3 donnent les mêmes résultats et ces résultats n'évoluent pas avec l'augmentation du rapport  $R_d$ .

On présente ci-dessous les résultats d'études réalisées pour les essais sur modèles isolés. Le problème des groupes n'a pas encore été vraiment abordé en chambre d'étalonnage.

On présente tout d'abord l'effet des conditions aux bords (taille de l'échantillon) sur la résistance en pointe (en se basant essentiellement sur des résultats pénétrométriques) et ensuite sur le frottement latéral.

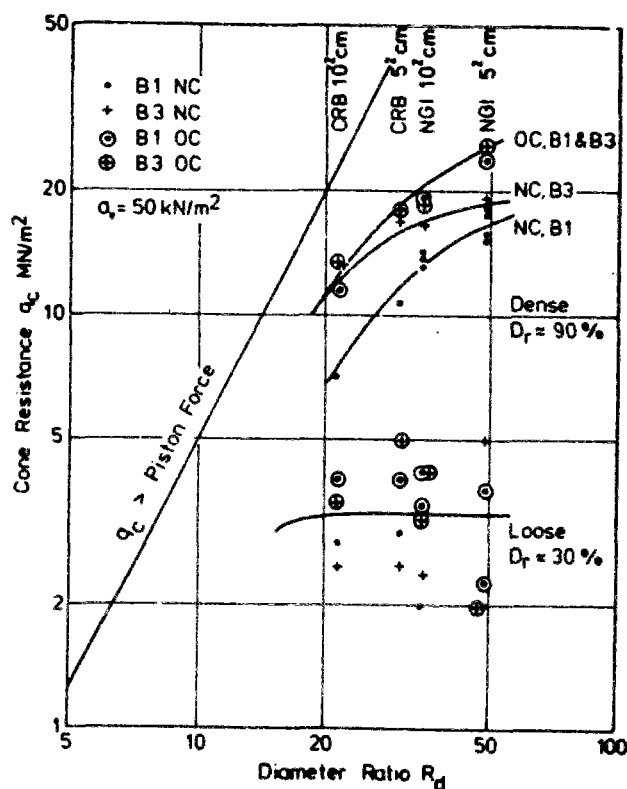
##### **b) Effet des conditions aux limites sur la résistance en pointe**

Plusieurs travaux ont été réalisés pour étudier ce problème. On peut, en particulier, mentionner Parkin and Lunne (1982), Been *et al.* (1986), Ghionna (1988) cité par Foray *et al.*

(1995 b), Schnaid and Houlsby (1991), Fioravante *et al.* (1991), Foray (1991), Schnaid and Houlsby (1992), Foray *et al.* (1995 b). Tous ces auteurs montrent que les dimensions de la chambre et les conditions aux bords influent plus ou moins fortement sur les résultats d'un essai pénétrométrique en fonction de la densité du sable utilisé et du niveau de confinement du massif. Pour le sable dans un état très lâche ( $I_D = 0,15-0,30$ ), les résultats seront peu influencés par les conditions aux bords et les dimensions de la chambre, pour des valeurs de  $R_d$  supérieures à 20. Ce n'est pas le cas des sables denses ( $I_D = 0,90$ ) pour lesquels on note une convergence pour des rapports  $R_d \geq 50$ . On détaille dans la suite quelques-uns des travaux mentionnés ci-dessus.

#### b.1) Travaux de Parkin and Lunne (1982)

Les travaux présentés par ces auteurs avait pour objectif d'étudier l'influence des dimensions de la chambre à partir d'essais réalisés avec deux chambres d'étalonnage et deux pénétromètres. Deux conditions aux frontières ont été étudiées, à savoir BC1 et BC3. A partir des résultats de 50 essais les auteurs représentent l'évolution de la résistance en pointe limite avec le rapport  $R_d$  (figure I.37).



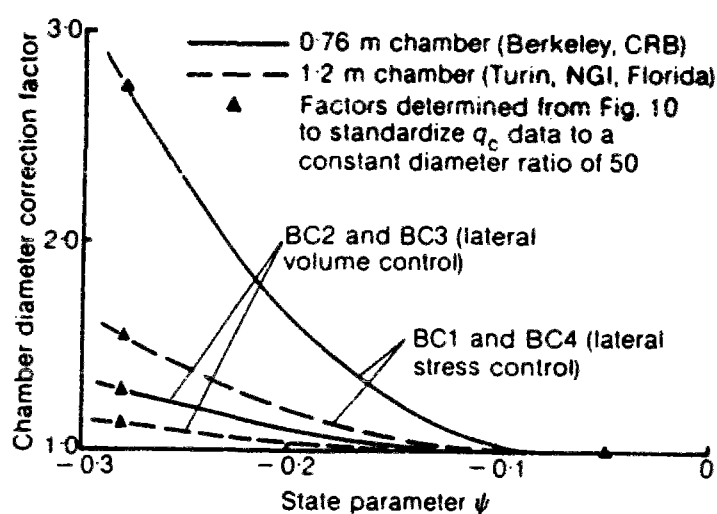
**Figure I.37 Effet des dimensions de la chambre sur  $q_c$  (Parkin and Lunne, 1982)**

Dans le cas où les pénétromètres sont enfoncés dans un massif de sable dense normalement consolidé, les deux courbes qui correspondent aux deux conditions (BC1) et (BC3) convergent pour une valeur de  $R_d$  d'environ 50. Dans le cas d'un sable dense surconsolidé, les résultats sont moins facilement interprétables. Les résultats sont indépendants des conditions BC1 et BC3 et l'on atteint pas encore de valeur stabilisée pour une valeur de  $R_d$  de 50.

Pour le sable lâche, bien qu'une certaine dispersion des résultats soit constatée à cause d'une mauvaise répétabilité de l'indice de densité dans le cas lâche, les auteurs concluent que l'effet de la taille du massif et des conditions au bord sont faibles pour des valeurs de  $R_d$  supérieures ou égales à 20.

## b.2) Been *et al.* (1986)

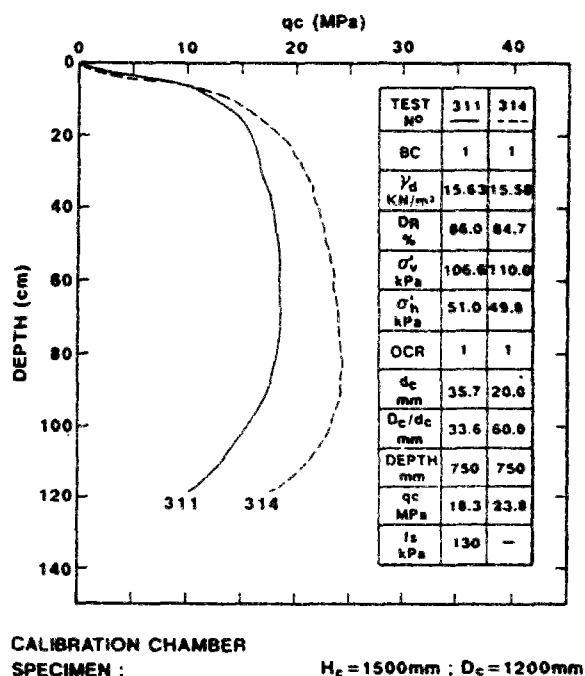
Les résultats de Parkin and Lunne (1982) montrent que l'effet des conditions aux bords est plus accentué dans le cas du massif dans un état dense, correspondant à un sable très dilatant. Been *et al.* (1986) ont présenté des coefficients correcteurs à appliquer sur les valeurs de  $q_c$  (figure I.38) en fonction du paramètre d'état. Les valeurs maximales des coefficients sont à appliquer dans le cas des massifs très dilatants. Pour les valeurs de  $\Psi$  proche de zéro le coefficient correcteur est pratiquement égal à 1. Ce coefficient correcteur permet donc de se ramener à une résistance en pointe non affectée par les conditions aux bords.



**Figure I.38 Coefficient correcteur pour  $q_c$  en fonction du paramètre d'état (Been *et al.* 1986)**

b.3) Fioravante *et al.* (1991)

Ici, l'influence des dimensions de la chambre sur la résistance au cône est étudiée dans le cas du sable de Toyoura dense et une avancée par rapport aux études décrites précédemment concerne l'étude de ces effets dans le cas d'un sable moyennement dense. Sur la figure I.39, on présente l'évolution de la résistance en pointe avec l'enfoncement du pénétromètre dans le cas d'un massif dense. Les deux essais correspondent au même indice des vides et aux mêmes contraintes horizontale et verticale (voir caractéristiques sur la figure I.39). On constate une augmentation de 30% de la valeur de la résistance en pointe mesurée au centre du massif, quand le rapport  $R_d$  passe de 33,6 à 60.



**Figure I.39 Influence des dimensions de la chambre d'étalonnage sur la résistance en pointe ; cas du sable de Toyoura très dense (Fioravante et al. 1991)**

Pour des sables moyennement denses, ces auteurs ont comparé trois essais à une densité relative de 57 % (tableau I.5).

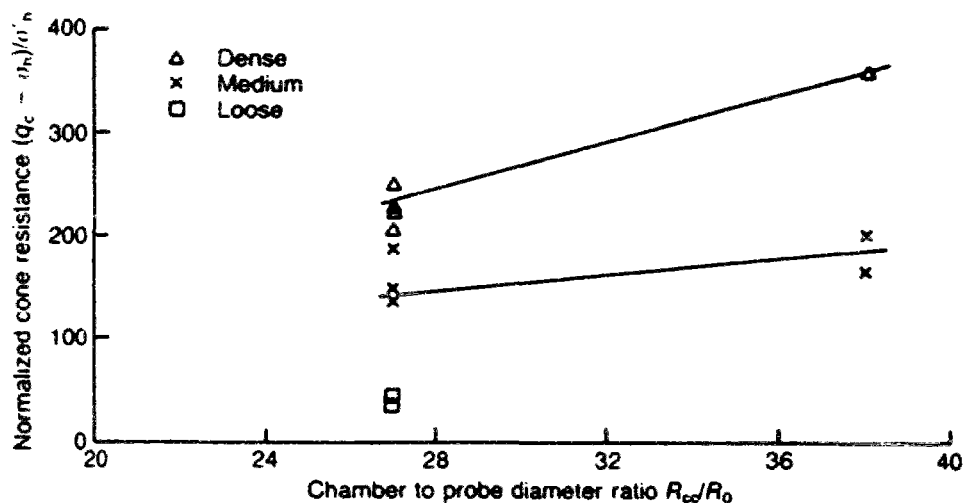
Les résultats du tableau I.5 montre que l'on a une augmentation de 15% en augmentant  $R_D$  de 33.6 à 60. Quand on passe à une valeur de  $R_D$  de 120, on n'observe pas d'augmentation (ou

même une légère diminution surprenante). On peut se demander si, dans le cas d'un sable moyennement dense, ces différences sont vraiment significatives et sont liées à des effets de bord ou proviennent-elles plutôt d'une différence d'indice de densité dans la zone d'influence de la pointe du cône.

Essai N°	$R_D$	$q_c$ (MPa)
1	33,6	7,5
2	60	8,6
3	120	8,2

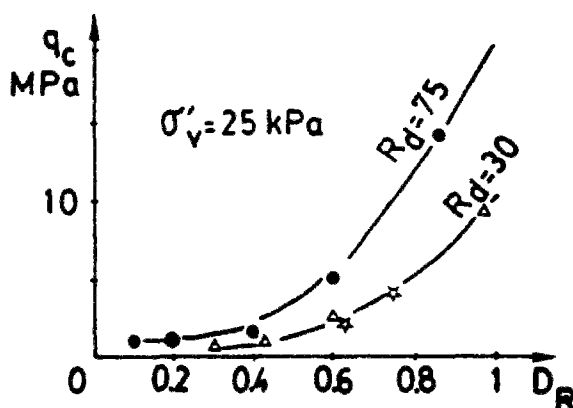
**Tableau I.5 Comparaison entre les résultats de trois essais ; évolution de  $q_c$  avec  $R_d$  (Fioravante et al. 1991)**

Les résultats présentés par Schnaid and Houlsby (1991) se rapprochent qualitativement des résultats présentés précédemment. Sur la figure I.40, on remarque que, pour un sable dense ( $I_D=0,9$ ) l'augmentation de  $R_d$  de 27 à 38 (40%) fait augmenter la résistance en pointe normalisée de 60%. Pour un sable moyennement dense, on note une augmentation de 30% sur ce paramètre.



**Figure I.40 Effet du diamètre de la chambre sur la résistance au cône (Schnaid and Houlsby, 1991)**

On a vu que les effets de bord les plus significatifs apparaissent dans le cas des massifs dilatants. Foray et Puech (1976) cités par Foray (1991) et Foray *et al.* (1995b) ont réalisé des essais dans des cuves à surface libre en faisant varier l'indice de densité du massif (figure I.41). Ces résultats correspondent au cas extrême, en ce qui concerne l'effet de la taille de la chambre, puisque le comportement le plus dilatant, pour un indice de densité donné, est obtenu pour les plus faibles niveaux de contraintes.



**Figure I.41** Evolution de  $q_c$  avec l'indice de densité : effet des dimensions de la cuve (Foray, 1991)

### c) Effet des conditions aux limites sur le frottement latéral

On trouve assez peu de travaux reliés à l'étude de l'effet des conditions aux bords sur le frottement latéral mobilisable sur un modèle de fondation profonde. Les travaux développés à Grenoble par MM. Boulon et Foray restent pour le moment les seuls éléments d'informations disponibles.

Les études expérimentales de visualisation (entre autres Robinsky and Morrison, 1964 et Plumelle, 1979) du comportement de l'interface au cours de l'installation et du chargement d'une inclusion dans les sables révèlent de grands cisaillements localisés dans une interface d'épaisseur faible (1 à 15 grains). Au delà de la zone d'interface localisée, on peut considérer que le massif subit une sollicitation du type pressiométrique avec un léger cisaillement simple qui diminue quand on s'éloigne du pieu (Frank, 1975). A partir de ces observations, Boulon *et al.* (1986) ont évalué la rigidité latérale imposée par le sol à l'interface durant le cisaillement.



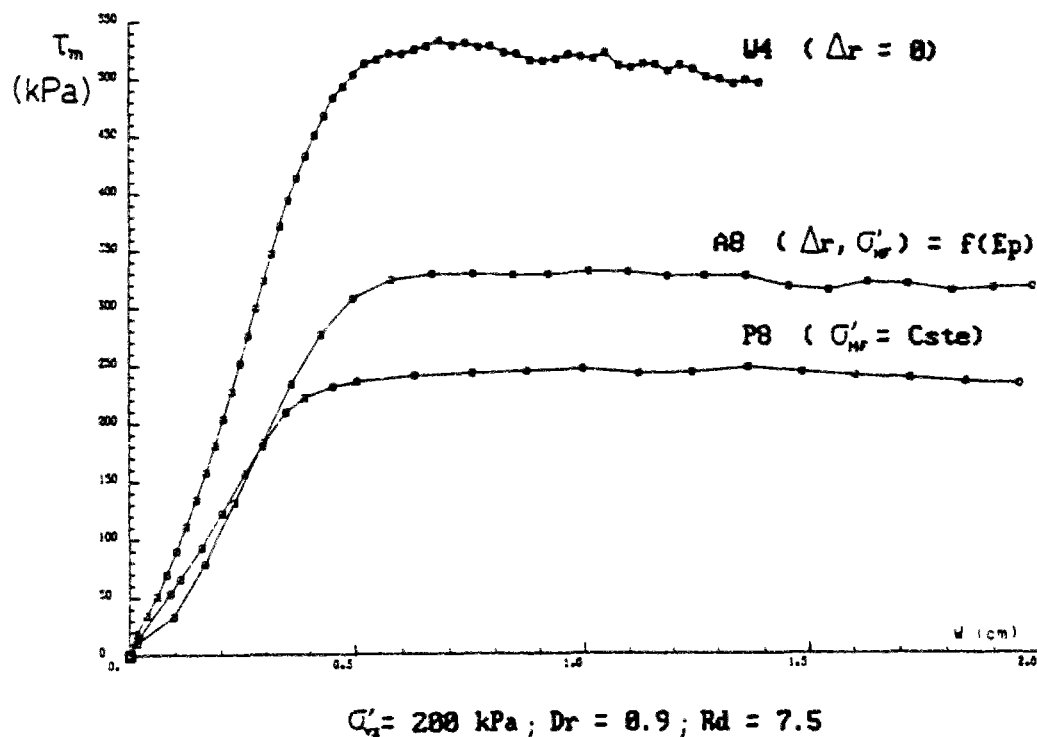
qui est une rigidité normale pressiométrique déterminée par  $k = \frac{\Delta\sigma_h}{\Delta u} = 2 \frac{E_p}{R}$  avec  $E_p$ , module pressiométrique,  $u$ , déplacement radial à l'interface et  $R$ , rayon du pieu testé.

C'est en se basant sur ces constatations que l'équipe de Grenoble a essayé de définir une condition au bord intermédiaire entre BC1 et BC3, qui permette de produire à l'interface un comportement à rigidité contrôlée fonction du module pressiométrique.

Eissautier (1986) a étudié, dans une chambre d'étalonnage de 26 cm de diamètre et 50 cm de hauteur, l'effet des conditions aux bords sur un modèle travaillant en frottement (traversant la chambre de part en part), d'un diamètre 3,5 cm correspondant à une valeur de  $R_d$  de 7,5. Sur la figure I.42, la courbe la plus haute correspond à une condition BC3 (déformation latérale nulle), la courbe la plus basse correspond à la condition BC1 et la courbe intermédiaire est une courbe obtenue en imposant à la frontière une rigidité pressiométrique. Il en résulte que pour minimiser l'effet des conditions aux bords sur le frottement latéral dans le cas où  $R_d$  est faible, il est recommandé d'asservir les contraintes et les déplacements latéraux pour conserver une rigidité constante.

Eissautier a ensuite comparé ses résultats avec des essais d'arrachement réalisés dans une plus grande chambre d'étalonnage ( $R_d=43$ ) et pour des massifs lâches et denses (figure I.43). La comparaison s'effectue entre des essais réalisés avec des conditions latérales asservies [A] en petite chambre d'étalonnage et des essais sous condition BC3 en grande cuve [G].

On remarque qu'à faible densité, le frottement latéral à la rupture est plus faible pour les essais dans la petite chambre d'étalonnage (conditions asservies). Il peut paraître surprenant de trouver une différence pour cet indice de densité ; celui-ci peut être dû à une légère différence dans l'indice de densité entre les deux essais. Par ailleurs, à forte densité, les résultats sont en bon accord pour le comportement observé avant pic ; l'auteur attribue la différence de comportement observé après pic à la diminution des contraintes normales pour les essais en traction.



**Figure 1.42** Influence des conditions aux limites sur le frottement latéral moyen (Eissautier, 1986)

#### 1.4.2. Effets d'échelle liés à la simulation physique en chambre d'étalonnage

La modélisation physique en chambre d'étalonnage impose l'utilisation de modèles de faible diamètre. Puisque l'on conserve le même matériau sol entre l'étude sur modèle et la réalité, l'interaction modèle-sol et pieu-sol sont différentes. Les différences éventuelles qui peuvent en résulter sont généralement regroupées sous l'appellation générale d'effets d'échelle.

L'effet d'échelle est dû, d'une part, à la non satisfaction des conditions de similitude et d'autre part à la localisation en bandes de cisaillement au contact sol-structure (Foray 1991, Foray *et al.* 1995b).

On va tout d'abord présenter quelques observations expérimentales qui illustrent la dépendance des résistances mobilisées par rapport au diamètre du modèle, et l'on parlera ensuite des deux causes principales de l'effet d'échelle en s'appuyant, en plus des travaux cités ci-dessus, sur deux travaux récents qui ont étudié ce problème à savoir Balachowski (1995) et Garnier (1997).

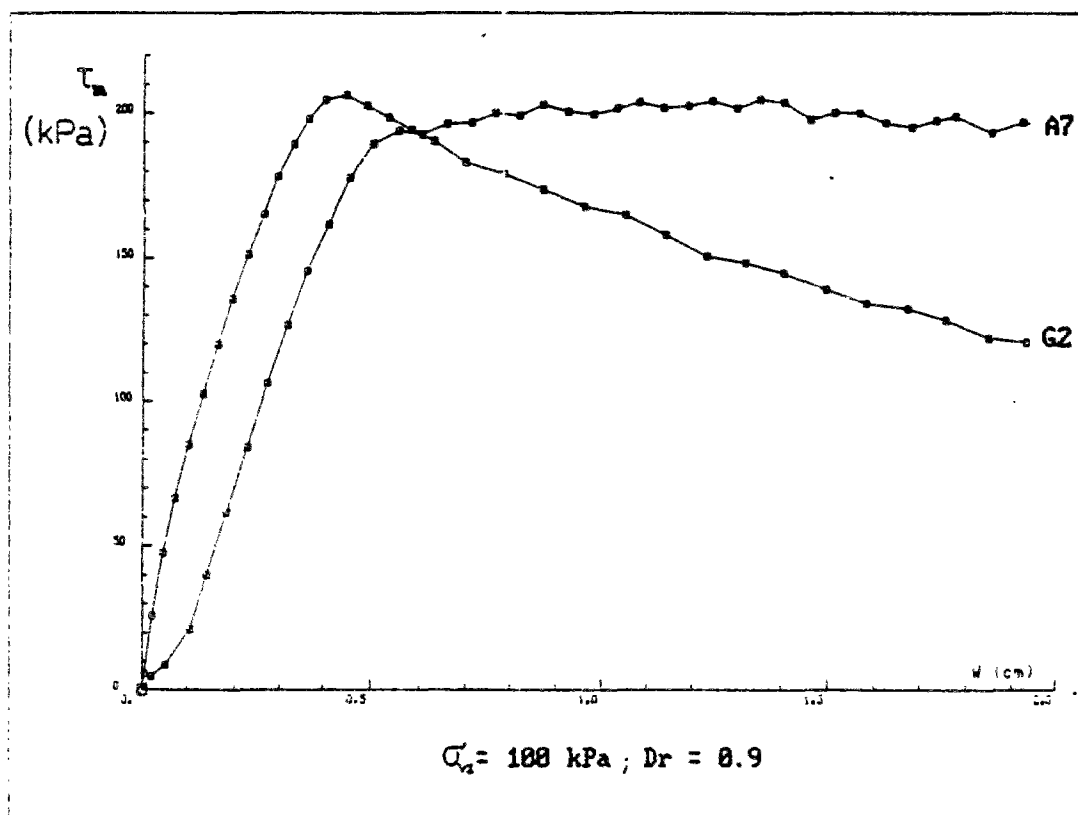
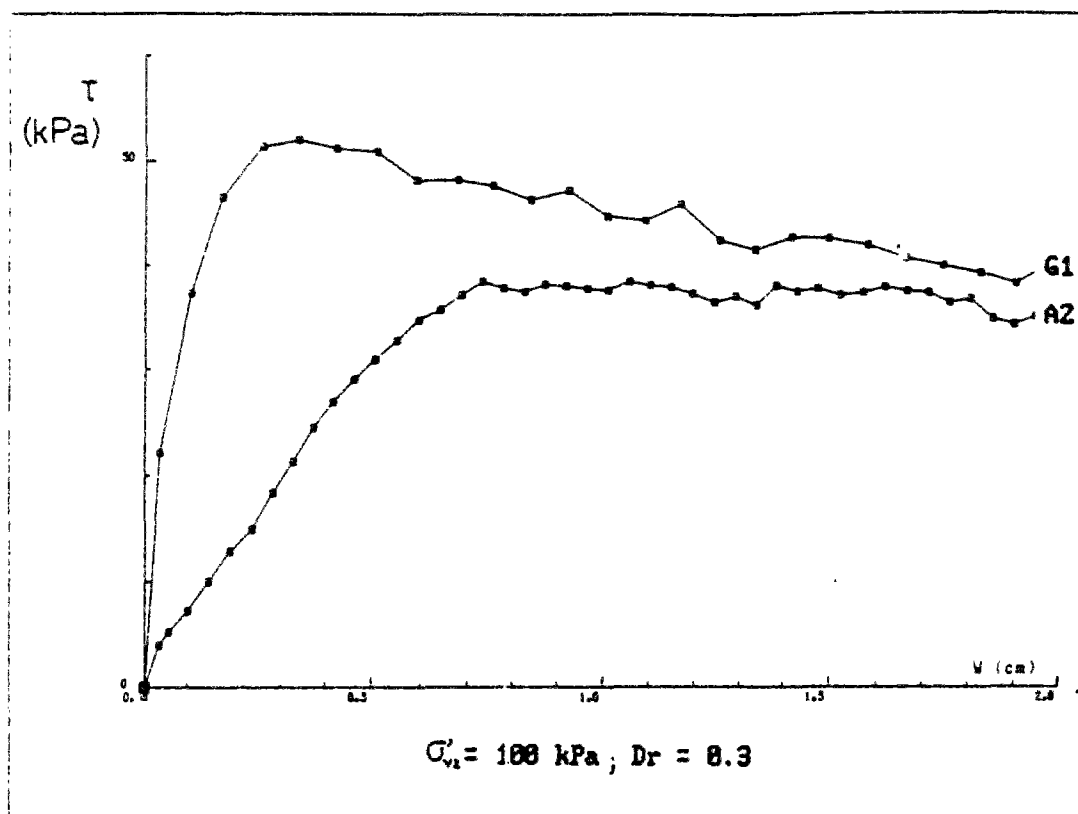
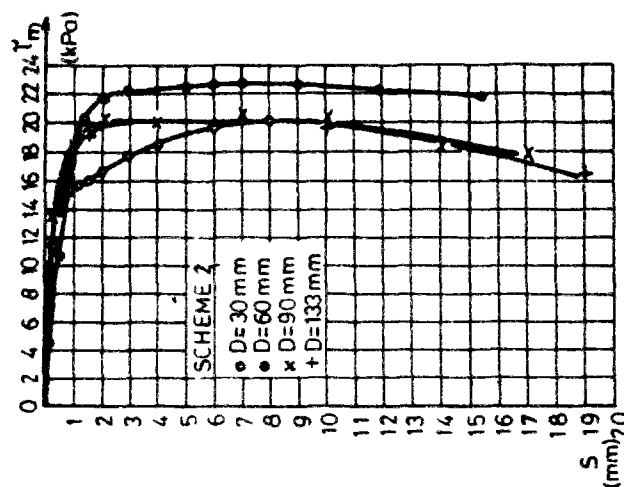


Figure I.43 Comparaison entre essais asservis (A) en petite chambre d'étalonnage et essais en grande chambre d'étalonnage (G) (Eissautier, 1986)

### I.4.2.1. Observations expérimentales

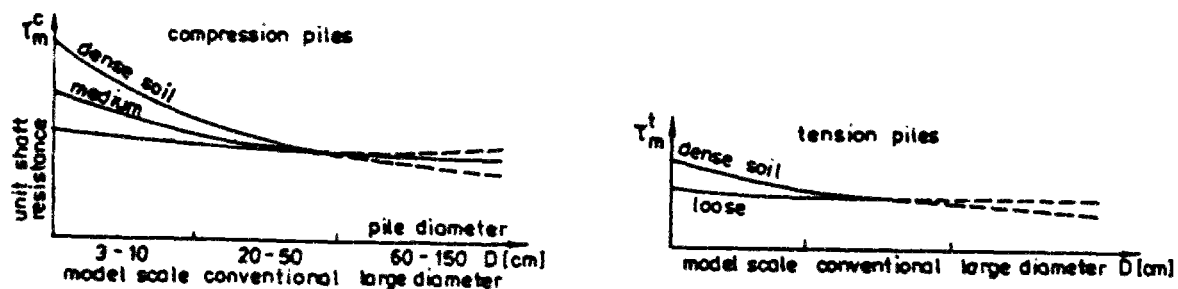
On trouve dans la littérature plusieurs travaux intéressants. Les premiers travaux qui se sont intéressés à l'effet du diamètre du modèle sur la résistance en pointe étaient liés à la perspective de valorisation des résultats pénétrométriques. Kérisel *et al.* (1962) ont précisé que l'influence du diamètre du modèle sur la résistance en pointe devient faible au dessous de la profondeur critique. Foray (1991) remarque qu'en chambre d'étalonnage, l'effet d'échelle sur la résistance en pointe est négligeable. Il peut poser un problème quand il s'agit des petits pénétromètres et/ou des pénétromètres testés dans des graviers ou des sables grossiers.

L'effet de l'influence du diamètre du modèle sur la mobilisation du frottement latéral est toujours l'objet d'interrogations. La figure I.44, tirée des travaux de Tejchman and Gwizdala (1979) présente la mobilisation du frottement latéral moyen et ceci pour des diamètres variant de 30 à 133 mm. On remarque que les valeurs limites sont très proches les unes des autres, ceci probablement dû à l'état lâche du matériau utilisé. Dans ce cas, on verra que l'effet d'échelle est négligeable.



**Figure I.44 Mobilisation du frottement latéral unitaire ; essais avec plusieurs diamètres de modèle (Tejchman and Gwizdala, 1979)**

Une étude plus générale a été présentée par Tejchman and Tejchman (1994), visant à mettre en évidence une dépendance du frottement latéral unitaire par rapport au diamètre de l'inclusion, plus ou moins forte suivant la densité du sable utilisé. Ce phénomène a été observé pour des essais en traction et en compression (figure I.45).



(a) En compression

(b) En traction

**Figure 1.45 Evolution du frottement latéral unitaire en fonction du diamètre du modèle (Tejchman and Tejchman, 1994)**

En se basant sur ces données expérimentales, on peut signaler les conclusions suivantes :

Le diamètre du modèle a une influence sur le frottement latéral unitaire. L'augmentation du diamètre provoque une diminution du frottement latéral et cette diminution est plus forte en compression qu'en traction, ainsi que pour le sable dense par rapport au sable lâche.

#### **1.4.2.2. Effet d'échelle lié à la non satisfaction des conditions de similitude**

Les considérations faites ici s'appuient essentiellement sur les discussions présentées dans les articles de Foray (1991) et Foray *et al.*(1995b). Les auteurs discutent les points suivants :

- en chambre d'étalonnage, on étudie la mobilisation du frottement latéral et de la résistance en pointe sur une tranche de faible longueur par rapport à la longueur d'un pieu. Le frottement latéral obtenu est influencé par la proximité de la pointe et il peut être différent du frottement mobilisé sur une section courante d'un pieu (distorsion dans l'échelle verticale).
- par ailleurs, dans le cas des pieux foncés ou battus, cette distorsion peut avoir un effet sur les contraintes résiduelles obtenues après installation puisque les contraintes résiduelles dépendent des dimensions du pieu (rigidité).

### **I.4.2.3. L'effet d'échelle en frottement**

#### **a) Généralités**

Dans les essais sur des modèles, que ce soit en chambre d'étalonnage ou en centrifugeuse, et lorsque l'on conserve le même matériau sol, il se produit un effet d'échelle sur le frottement latéral qui peut ne pas être négligeable. Cet effet d'échelle peut intervenir sur le frottement limite ou sur le déplacement correspondant à la mobilisation de ce frottement limite (Garnier 1997).

Wernick (1978) est parmi les premiers à avoir mis en évidence un frottement latéral limite qui dépend du diamètre de l'inclusion, essentiellement quand il s'agit d'un massif dense. Les essais ont été conduits dans une cuve de 2,5 m de diamètre et de 3 m de hauteur. Sur la figure I.46, on remarque la forte différence entre les frottements mobilisés pour un indice de densité de 1.2. Il peut paraître surprenant que, pour d'autres indices de densité relativement élevés ( $\approx 0.8$ ) on n'ait pas de différence significative. Il est par ailleurs intéressant de remarquer que l'allure des courbes obtenues (évolution de  $q_s$  avec  $I_D$ ) est similaire à l'allure observée sur la figure I.41 (évolution de  $q_c$  avec  $I_D$ ) tirée des travaux de Foray 1991.

Balachowski (1995) présente lui aussi un travail intéressant mettant clairement en évidence l'effet du diamètre de l'inclusion sur le frottement mobilisé au cours de l'arrachement de modèles, pour des diamètres variant entre 16 et 55 mm. Deux granulométries de sable sont utilisées :  $D_{50}=0.32$  et  $D_{50}=0.7$ , le massif étant dense avec un indice de densité proche de 0.8. La figure I.47 montre l'évolution du frottement maximum mesuré à différentes profondeurs au cours d'essais réalisés en centrifugeuse, en fonction du rapport  $D/e$  du diamètre  $D$  de l'inclusion à l'épaisseur moyenne  $e$  de la bande de cisaillement à l'interface sol-pieu (prise égale à  $10 D_{50}$ ). On remarque une évolution décroissante du frottement avec l'augmentation du rapport  $D/e$ . Cette évolution est d'autant plus forte que le rapport  $D/e$  est faible, ce qui renforce l'idée que le couplage entre diamètre du modèle et diamètre des grains est à la base de l'effet d'échelle observable sur le frottement.

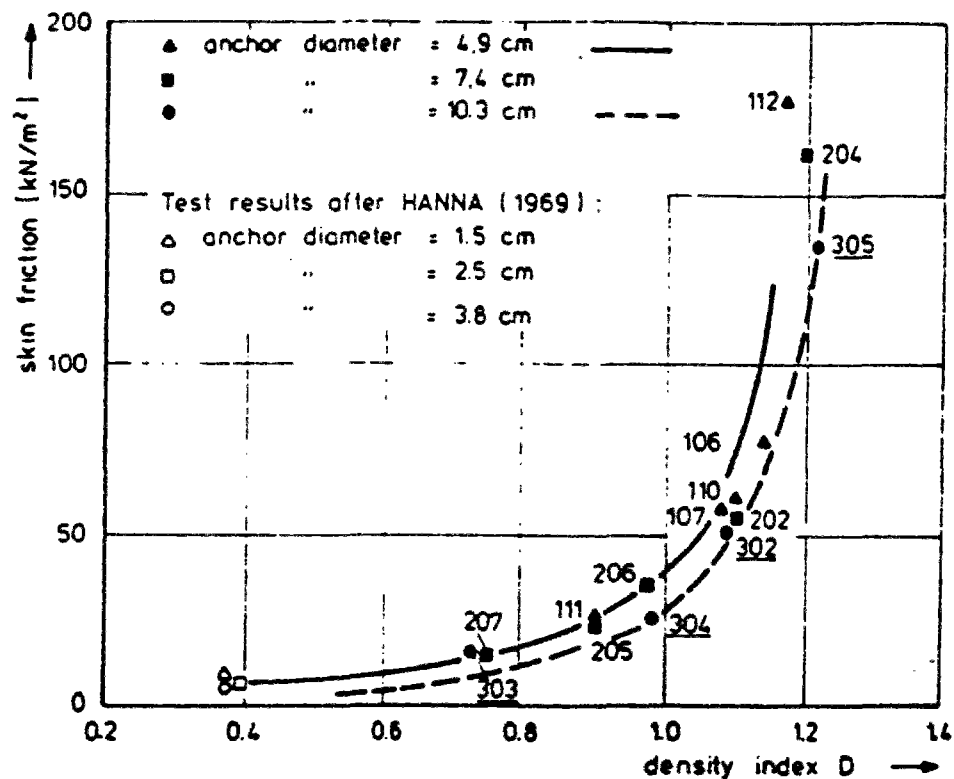


Figure 1.46 Evolution du frottement latéral limite avec l'indice de densité et différents diamètres d'inclusions (Wernick, 1978)

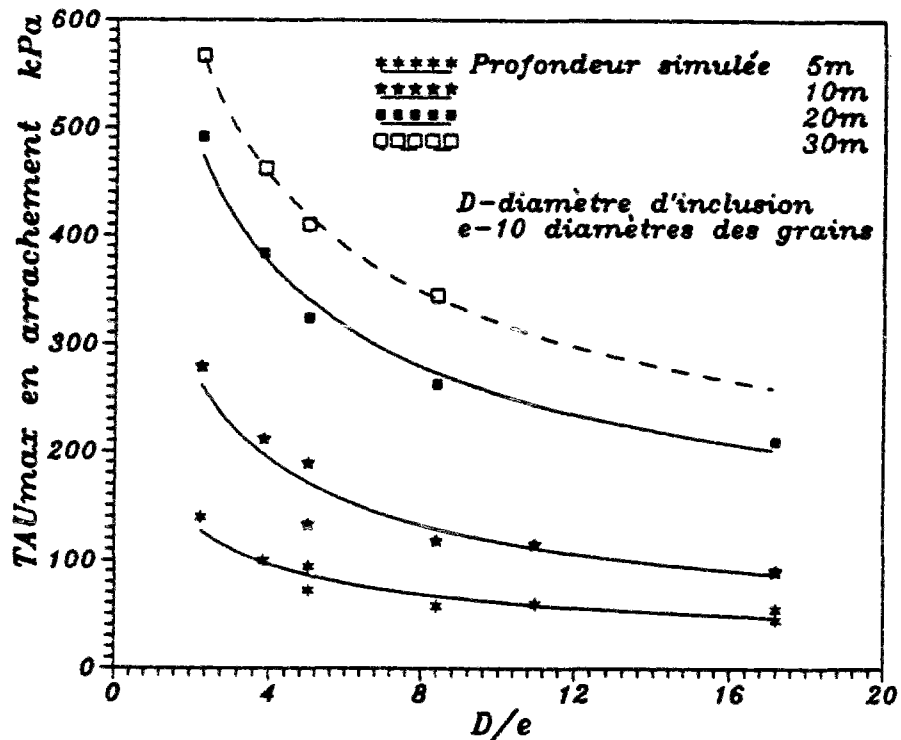


Figure 1.47 Evolution du frottement mobilisé le long de pieux modèles en fonction du rapport diamètre d'inclusion/10 diamètres des grains (Balachowski, 1995)

### **b) Interprétation de l'effet d'échelle**

L'explication donnée à ce phénomène, et qui est largement adoptée, est la suivante : les constatations expérimentales concernant l'épaisseur de la bande de cisaillement montrent que l'épaisseur de cette bande dépend essentiellement du diamètre moyen des grains. Il en résulte que l'épaisseur de cette bande est la même pour l'essai sur modèle et pour l'essai sur le prototype. Son importance relative sera donc plus grande dans le cas d'un modèle que dans le cas d'un pieu ou micropieu réel. L'étude du comportement de l'interface sol-structure faite par Boulon *et al.* (198) et qui a aboutit au calcul de cette rigidité à partir du module pressiométrique (partie c du paragraphe I.4.1.2) a été poursuivie par Boulon (1989) cité par Foray *et al.* (1995b) et Boulon (1995) pour donner une explication à l'effet d'échelle. En effet, cette rigidité est inversement proportionnelle au diamètre de l'inclusion en question, et donc, un modèle de petit diamètre implique dans l'interface une rigidité équivalente supérieure à celle d'un pieu réel.

### **c) Quantification d'une limite pour minimiser l'effet d'échelle**

Dans ces travaux, Balachowski (1995) quantifie un effet d'échelle pour une inclusion de diamètre  $D$  comme le rapport entre le frottement maximum mesuré pour cette inclusion et le frottement maximum mesuré sur l'inclusion de diamètre 55 mm qui est le diamètre le plus grand qui a été utilisé. La figure I.48 montre l'évolution de cet effet d'échelle obtenu pour plusieurs profondeurs simulées en fonction du rapport  $D/e$ . On constate que l'effet d'échelle diminue quand on augmente le rapport  $D/e$  et diminue aussi quand on augmente la profondeur pour le même rapport  $D/e$  (dilatance moins forte).

Garnier (1997) a poursuivi ce travail avec des modèles dont le diamètre varie entre 2 et 36 mm, testés en centrifugeuse à 50g dans le sable de Fontainebleau dense (74%). Sur la figure I.49, on constate un bon accord entre ces résultats et les résultats de Balachowski (1995).

En se basant sur ces données, on peut conclure que, lorsque le rapport entre le diamètre du modèle utilisé et le diamètre moyen des grains est égal à 100, on peut espérer avoir des mesures du frottement latéral non entâchées par l'effet d'échelle.



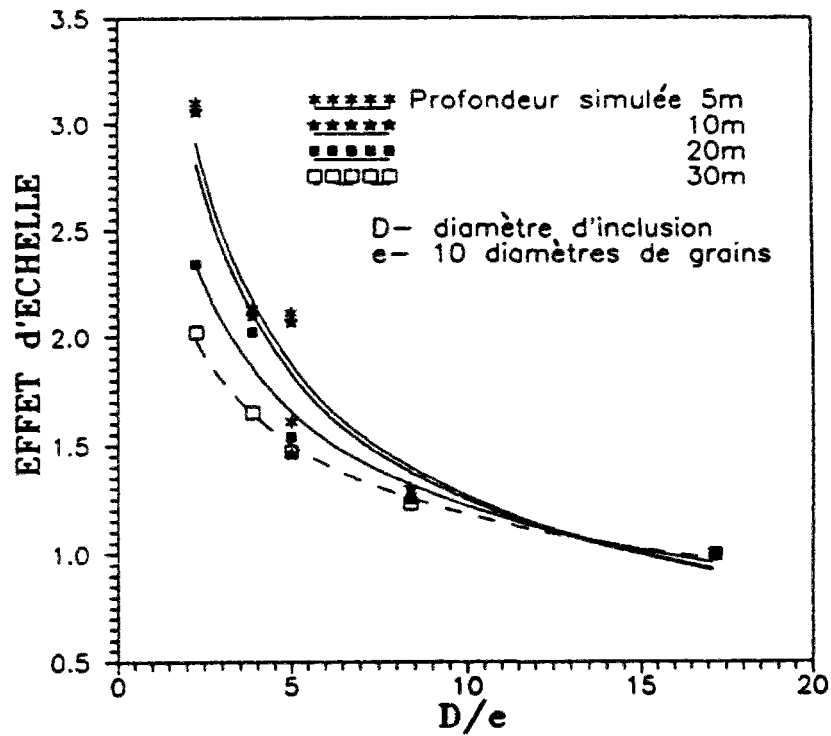


Figure I.48 Effet d'échelle défini comme le rapport frottement modèle / frottement modèle  $\phi 55\text{mm}$  (Balachowski, 1995)

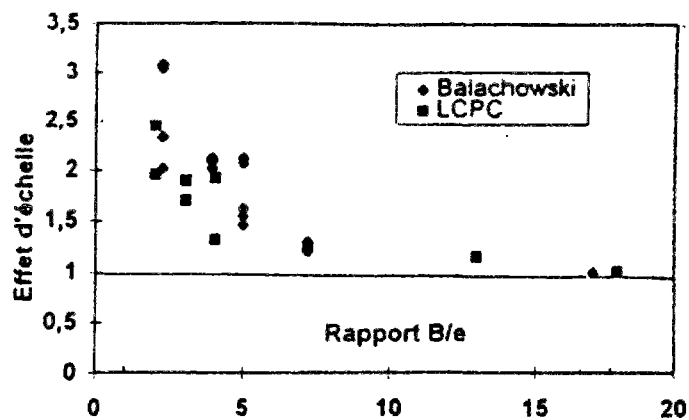
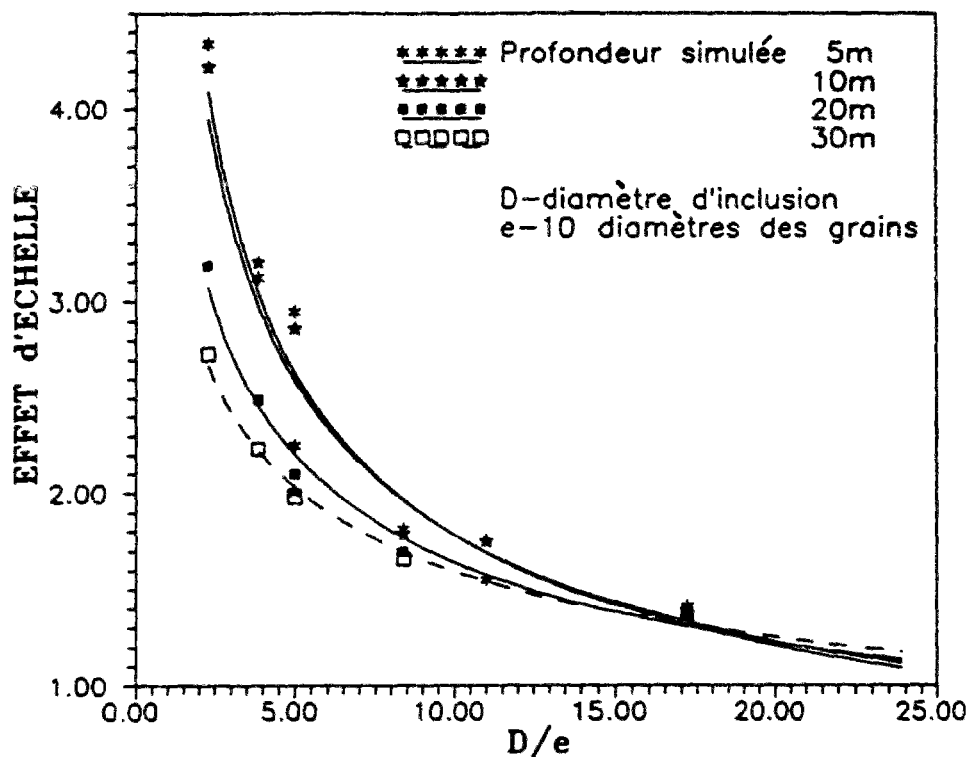


Figure I.49 Evolution de l'effet d'échelle avec le rapport  $D/e$  ; comparaison avec les travaux de Balachowski (Garnier, 1997)

Cet effet d'échelle a été évalué par rapport à un modèle de diamètre 55 mm en supposant que ce modèle est suffisamment grand pour minimiser l'effet d'échelle. Balachowski (1995) et Foray *et al.* (1995b) ont apporté une correction sur l'effet d'échelle moyennant une correction sur le frottement mobilisé sur le modèle  $\phi 55\text{mm}$ . La correction a été faite par rapport à un pieu de diamètre 1.6 m. Le frottement de référence pour ce modèle a été quantifié à partir d'un essai de cisaillement d'interface à rigidité contrôlée et pour lequel la rigidité appliquée dans cet essai tient compte du diamètre de 1.6 m ( $K=2*E_p/R$  avec  $R=0.8$  m). Les résultats de cette correction sont présentés sur la figure I.50.



**Figure I.50 Effet d'échelle corrigé (Balachowski, 1995 et Foray et al. 1995b)**

Les auteurs concluent, que, pour n'avoir aucun effet d'échelle sur le frottement maximum mobilisé, il faut utiliser un modèle de diamètre supérieur à 250 fois le diamètre moyen des grains. Il faut rappeler que cet effet d'échelle a été étudié pour le sable dense fortement dilatant. Pour le sable lâche, on peut suggérer être loin de ce rapport : ainsi sur la figure I.50,

on constate que le fait de passer d'une profondeur de 5 m à une profondeur de 20 ou 30 m (favorisant la contractance), a pour effet de diminuer fortement l'effet d'échelle (essentiellement pour les faibles rapports  $D/e$ ).

### **I.4.3. Conclusions**

Au cours de cette revue bibliographique, on a étudié deux aspects importants de la simulation physique en laboratoire. On a vu que, suivant l'état de densité et suivant le niveau de contrainte appliqué, l'effet des conditions aux bords et l'effet d'échelle peuvent avoir une influence sur les résultats. Les études menées par ailleurs ont permis d'évaluer les limites pour lesquelles leurs effets sont minimisés.

Il est donc important, pour la réalisation d'essais sur modèle, d'avoir un bon compromis entre le diamètre de l'inclusion à utiliser et le diamètre de la cellule d'essai (taille du massif en chambre d'étalonnage) et pouvoir donner les limites de validité des résultats que l'on obtient. En ce qui concerne l'effet des conditions aux bords, il faut respecter un rapport minimal de 20 entre le diamètre de la chambre et le diamètre de l'inclusion dans le cas d'un massif lâche. Dans le cas d'un massif dense un rapport de 50 est souhaitable. En ce qui concerne l'effet d'échelle, celui ci est lié au rapport du diamètre de l'inclusion au diamètre moyen des grains. Un rapport de 250 est nécessaire pour minimiser l'effet d'échelle dans le cas d'un massif dense.

## ***CHAPITRE II***

### ***MISE AU POINT DES DISPOSITIFS EXPERIMENTAUX***



## **INTRODUCTION**

L'étude bibliographique présentée dans le premier chapitre a montré l'intérêt de la simulation physique en chambre d'étalonnage pour étudier différents aspects du comportement des fondations profondes. Cette étude a, en particulier, montré les avancées importantes réalisées dans ce domaine, notamment grâce aux travaux de l'équipe de Grenoble, autour de M. Foray. Dans le cadre de notre travail, consacré à l'étude des effets de groupe sur les micropieux, nous sommes donc partis dans cette direction, et une première partie importante du travail a consisté à développer/adapter deux outils expérimentaux nécessaires pour nos recherches, à savoir tout d'abord une « mini chambre d'étalonnage », constituée d'une grosse cellule triaxiale modifiée pour notre application, puis une chambre d'étalonnage de dimensions plus importantes qui a dû être équipée en vue de notre application.

On présente dans ce chapitre ces deux dispositifs d'essai, ainsi que les procédures expérimentales associées. Ce sont des dispositifs assez conséquents, en particulier pour ce qui est de la chambre d'étalonnage équipée pour notre application, et dont les mises au point ont été réalisées entièrement dans le cadre de ce travail, au sein de l'équipe de recherche et en collaboration avec le SECP du LCPC, ce qui a demandé beaucoup de temps, de réflexion, de patience et d'énergie.

## **II.1. MINI CHAMBRE D'ETALONNAGE**

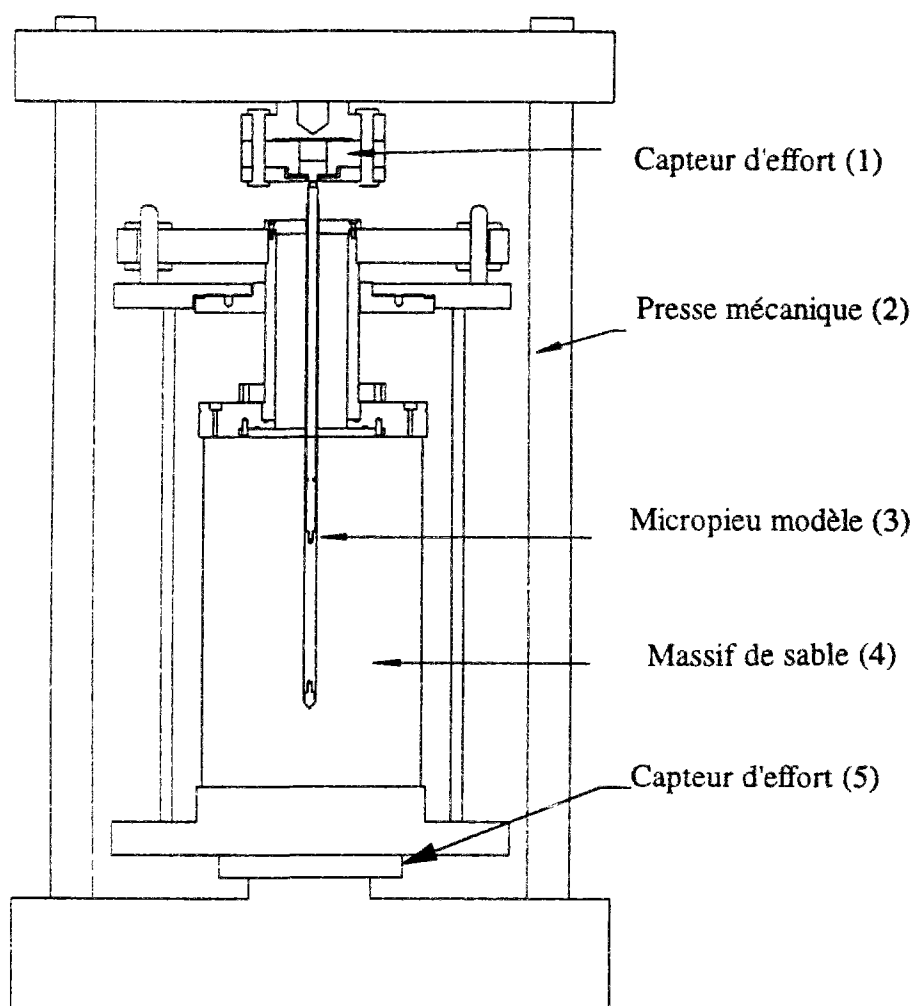
### **II.1.1. Dispositif expérimental**

Le dispositif d'essai utilisé se compose de la cellule d'essai (mini chambre d'étalonnage), des micropieux modèles et des dispositifs d'installation et de chargement, que l'on décrit ci-dessous.

#### **II.1.1.1. La cellule d'essai**

La cellule d'essai est constituée par une cellule triaxiale de grandes dimensions, dont toute la partie supérieure a été modifiée pour permettre la réalisation d'essais sur micropieux modèles. Les massifs de sable reconstitués ont un diamètre de 180 mm et une hauteur de 400 mm et

sont fabriqués par pluviation à sec, en utilisant une procédure analogue à la procédure triaxiale classique (utilisation d'un moule de formage et d'une membrane en latex, application du vide, etc.). Les massifs peuvent éventuellement être saturés si nécessaire, et sont soumis à un état de consolidation isotrope. La partie supérieure de la cellule est munie d'embases spéciales (sera présentée au paragraphe II.1.1.3) percées de trous selon une maille donnée, qui permet d'assurer les opérations d'installation par fonçage et de chargement des modèles (soit isolés, soit disposés en cellules élémentaires de plusieurs inclusions). La figure II.1 montre un schéma de principe du dispositif expérimental.



**Figure II.1** Schéma de principe du dispositif d'essai en mini chambre d'étalonnage en configuration de chargement

#### II.1.1.2. Les micropieux modèles

Les micropieux modèles utilisés pour les essais en mini chambre d'étalonnage sont des inclusions métalliques non instrumentées de 1 cm<sup>2</sup> de section droite (diamètre de 11,2 mm).

Les micropieux se composent de quatre parties assemblées, à savoir la pointe, le fût de frottement, la tige de fonçage et la gaine de protection externe. La figure II.2 montre le schéma de principe d'un micropieu modèle. Une vue des différentes pièces composant l'inclusion est présentée sur la figure 1 de l'annexe 1. La pointe et le fût sont interchangeables de manière à pouvoir essayer des pointes de formes différentes (pointes coniques à 60°, pointes plates, etc.), ainsi que des fûts de frottement de différentes rugosités (manchon lisse, manchon rugueux à rugosité contrôlée). La rugosité des manchons est obtenue par usinage direct du fût métallique, ce qui permet d'obtenir une rugosité contrôlée qui n'évolue pas avec le nombre des essais. Uesugi and Kishida (1986a) ont défini une rugosité normalisée par le diamètre moyen des grains. Cette rugosité normalisée est définie par :

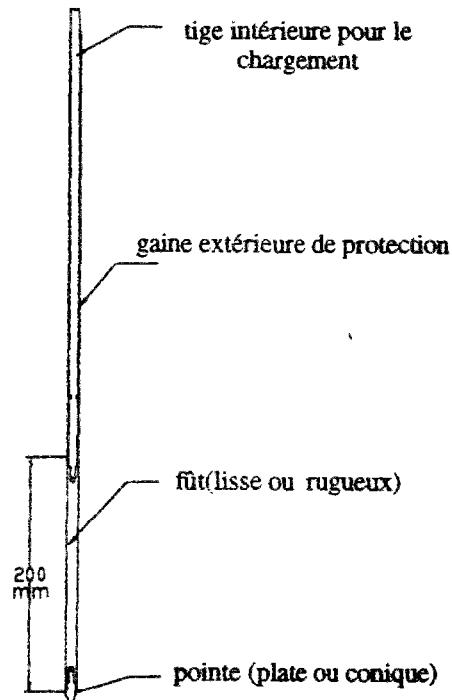
$$R_n = \frac{R_{\max}}{D_{50}}$$

$R_{\max}$  étant la hauteur relative entre le pic et le creux sur la longueur unitaire de  $D_{50}$  (cf.fig.I.15). La rugosité normalisée retenue pour nos essais est égale à 1.

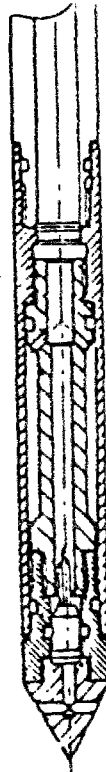
Au cours de l'opération d'installation des inclusions par fonçage, l'ensemble du micropieu complet est enfoncé d'un seul tenant (pointe, manchon et gaine) jusqu'à la profondeur requise. A la fin de l'installation, la pointe du modèle est située à 10 cm ( $\approx 9d$ ) de l'embase inférieure. Pour ce qui concerne l'opération de chargement proprement dite, seuls le manchon et la pointe sont sollicités grâce à la tige intérieure, la gaine de protection extérieure restant alors immobile. Ceci permet de mesurer uniquement la réponse de l'élément de micropieu de longueur 20 cm situé dans le tiers central du massif. Cette technique de chargement dans le massif permet de s'affranchir du problème posé par la non homogénéité du champ de contrainte à proximité de l'embase supérieure. Par ailleurs, la distance  $9d$  entre la pointe et l'embase inférieure est suffisante pour s'affranchir là aussi de l'effet de l'embase inférieure. En effet, Puech (1977) a réalisé des essais d'enfoncement de pieux-pénétrètres dans un tricouche et il a montré que, lorsque la pointe passe d'une couche moyennement dense à une couche très lâche, l'effet de cette dernière se fait sentir à une distance égale à environ  $8d$ . Ce cas peut être extrapolé aux essais où les pressions verticales sont appliquées moyennant une membrane remplie d'eau. Par ailleurs, Mokrani (1991) signale qu'une distance de  $4d$  est observée pour le cas d'une couche de sable lâche sur une couche de sable dense. Ce résultat peut être extrapolé pour les configurations où le massif repose sur une embase rigide, et l'on ne devrait donc pas, dans notre cas, avoir d'interaction entre la pointe et l'embase inférieure.



Par ailleurs, on a utilisé un modèle instrumenté en pointe (mini pénétromètre) qui a été utilisé par Canou (1989) et dont la section est la même que pour le modèle décrit ci-dessus. Cette inclusion (figure II.3) nous a permis de connaître la résistance en pointe mobilisée au cours des essais.



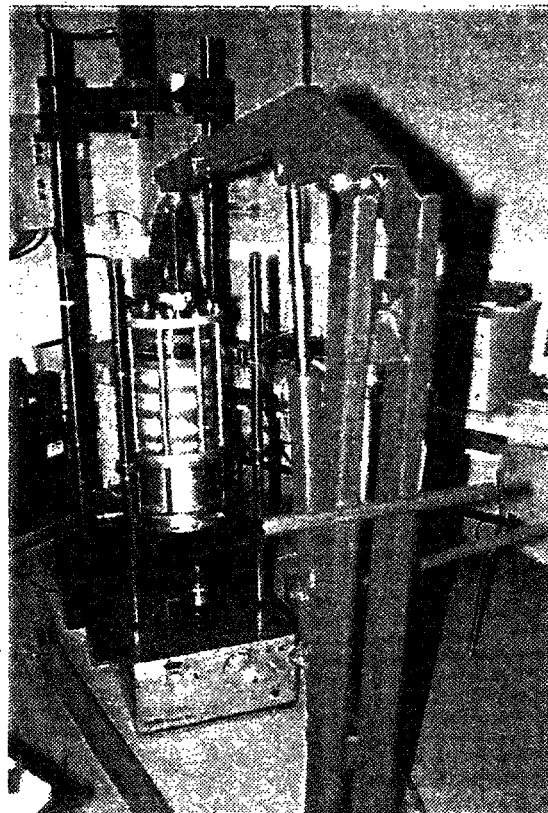
**Figure II.2 Schéma de principe des micropieux modèles utilisés**



**Figure II.3 Schéma du mini piézocône utilisé comme mini pénétromètre (d'après Canou, 1989)**

### II.1.1.3. Dispositif d'installation et de chargement

Le dispositif d'installation des inclusions (visible sur la figure II.4) est constitué d'un bâti équipé d'un vérin hydraulique de course 60 cm permettant de réaliser des opérations de fonçage à vitesse contrôlée (vitesse ajustable entre 0,1 mm/s et 100 mm/s). La vitesse utilisée pour fonder les inclusions est de 1 mm/s. Dans le cas des essais sur des groupes de modèles, le fonçage s'effectue sur les micropieux les uns après les autres, et suivant un ordre d'installation bien précis. Au moment de l'installation, il s'est avéré très important d'avoir un bon guidage pour les micropieux.



*Figure II.4 Dispositif d'essai en mini chambre d'étalonnage : dispositif d'installation, dispositif de chargement et cellule d'essai*

On présente sur la figure II.5(a) l'opération d'installation d'un modèle. Le modèle traverse une pièce trouée au niveau de la cellule. La figure II.5(b) montre le détail de cette pièce couplée à la pièce qui joue le rôle de l'embase supérieure. C'est à ce niveau que le guidage du pieu modèle doit être assuré. La conception initiale de cette pièce était relativement simple. le



but initial était d'examiner différentes solutions avec des modèles non instrumentés pour pouvoir ensuite mener au mieux la conception du guidage pour des modèles instrumentés en chambre d'étalonnage. Au moment de l'installation (figure II.5a), la plaque percée de 9 trous, visible de face sur la figure II.5(b) constitue le bouchon supérieur de la deuxième pièce qu'on voit sur la figure II.5(b). Cette dernière est constituée de l'embase supérieure de l'échantillon, d'épaisseur 40 mm, et d'un cylindre de longueur 216 mm.

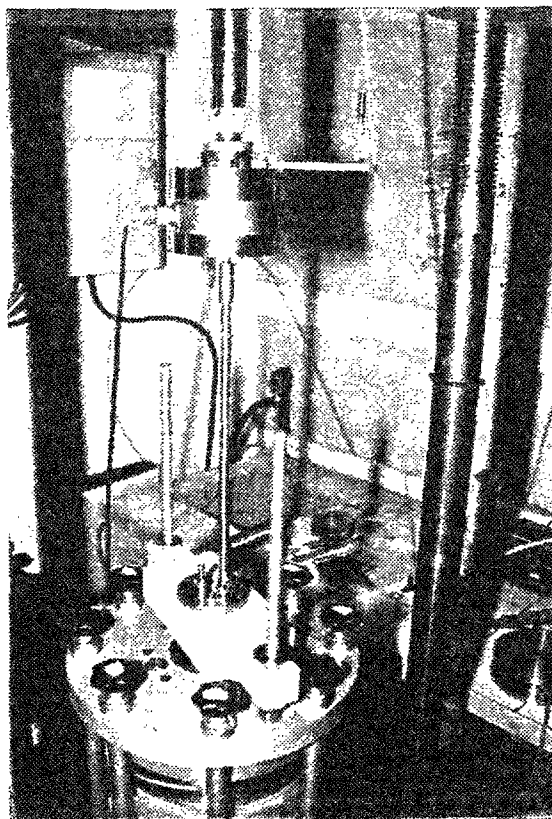
C'est l'ensemble de ce système qui assure le guidage des micropieux modèles. Tous les trous (sur la plaque trouée et sur l'embase supérieure de l'échantillon) sont de diamètre 12 mm ce qui laisse un jeu important pour les modèles. Les 9 trous de la plaque perforée sont coaxiaux avec les trous usinés sur l'embase et que l'on peut aussi voir sur la figure II.5 (b).

Il est important de signaler que le fait que l'on n'ait pas prévu de gorges et de joints au niveau du guidage, comportait à la fois des avantages et des inconvénients. L'avantage principal est qu'au cours du fonçage ce jeu laisse le modèle libre de son mouvement, ce qui correspond à la mise en place « réelle ». Par contre l'inconvénient majeur concerne le cas où des essais en groupe sont à réaliser ; on est alors parfois amené à installer des micropieux dans des massifs largement densifiés par l'installation antérieure d'autres modèles. Dans ce cas, on assiste à des déviations sensibles dans la trajectoire du modèle en cours d'installation, qui peuvent se traduire par une modification de l'espacement fixé au départ pour l'essai en groupe.

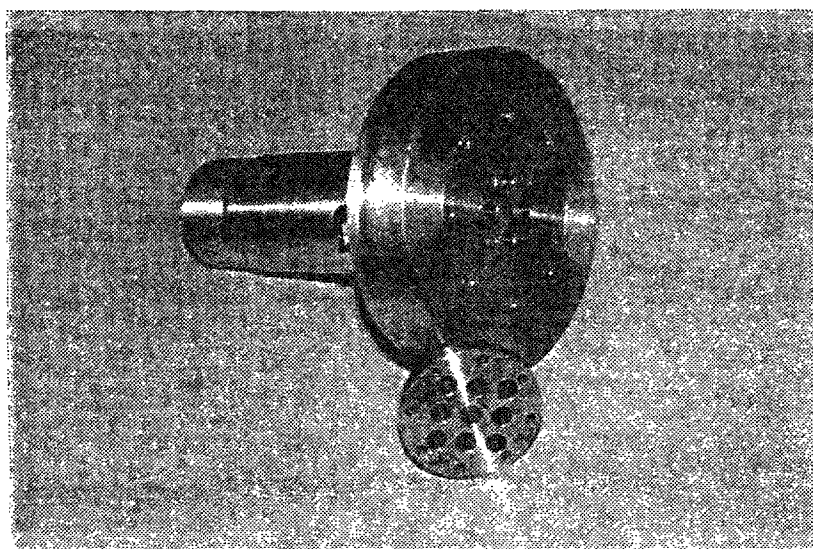
Lorsque les opérations d'installation sont terminées sur le bâti hydraulique, l'ensemble de la cellule est déplacé à l'aide d'une petite grue et positionné sur le bâti de chargement mécanique pour l'essai de chargement proprement dit, réalisé à déplacement contrôlé. Cette opération est relativement délicate et nécessite une manipulation précise pour ne pas modifier les contraintes résiduelles résultant de l'installation. Le dispositif de chargement, visible lui aussi sur la figure II.4 est constitué d'une presse mécanique qui permet de sélectionner précisément des vitesses de chargement dans une gamme beaucoup plus basse. La vitesse de chargement choisie pour les essais est de 300  $\mu\text{m}/\text{mn}$ .

On présente sur la figure II.6 quelques photos relatives à la préparation pour l'essai de chargement.





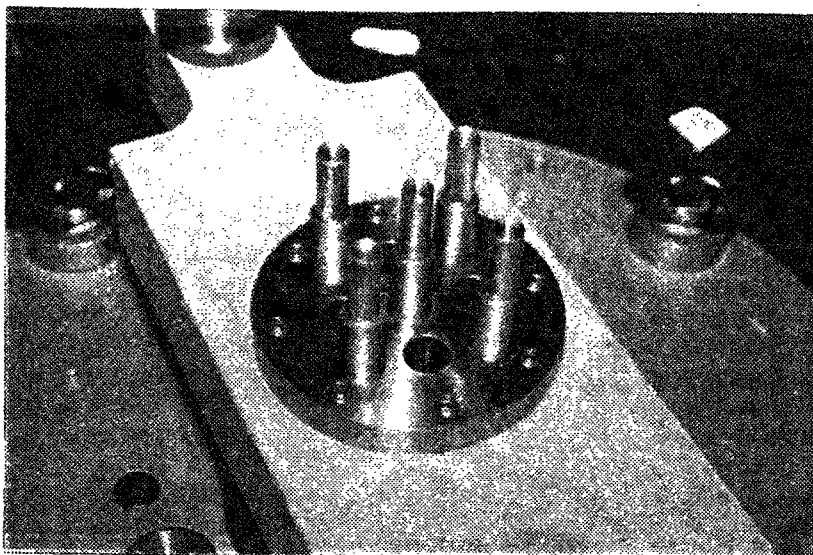
(a)



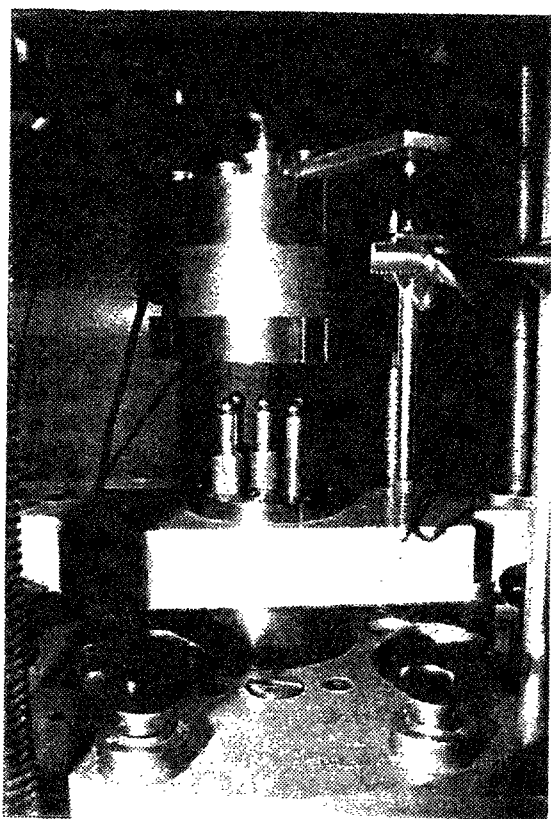
(b)

*Figure II.5 (a) fonçage d'un modèle sur le bâti hydraulique; (b) détail de l'embase supérieure aménagée*

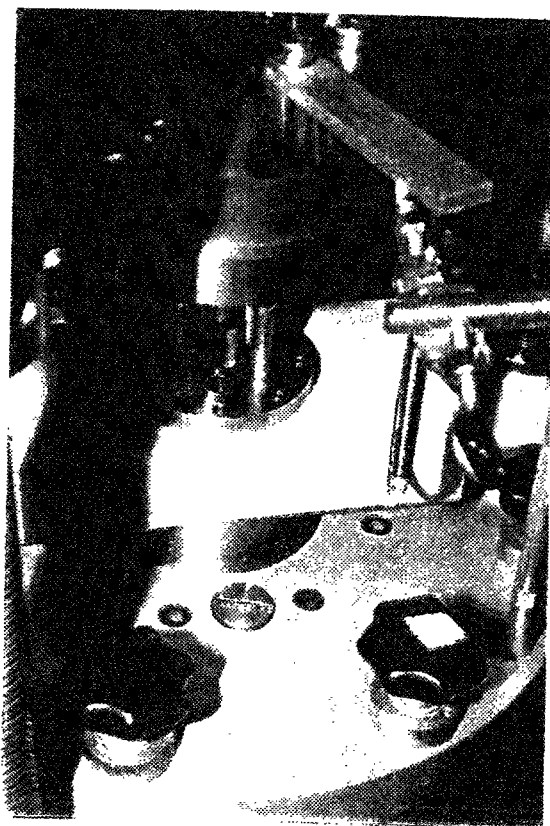




(a)



(b)



(c)

*Figure II.6 (a) détail des têtes des modèles après installation (configuration à 5 inclusions); (b) ajustage de la cellule sur le dispositif de chargement mécanique (c) chargement de la cellule*





### **II.1.2. Procédure d'essai**

La procédure d'essai complète comprend les opérations successives suivantes :

- fabrication du massif de sable à la densité et au niveau de consolidation choisis.
- installation du (ou des) micropieu(x) modèle(s) par fonçage sur le bâti hydraulique.
- positionnement de la cellule d'essai sur le bâti de chargement mécanique.
- réalisation de l'essai de chargement.
- démontage de l'essai.

Dans ces essais, on a reproduit trois indices de densité : 0,36, 0,50 et 0,76. L'indice de densité de 0,36 est obtenu en réalisant la pluviométrie à faible hauteur de chute avec une grille perforée munie de trous de 5 mm de diamètre. Pour l'indice de densité 0,5, une grille équipée de trous de 2 mm de diamètre a été utilisée, la hauteur de chute était toujours très faible. Les échantillons denses ont été préparés par compactage de couches successives de masse constante (1 kg).

### **II.1.3. Mesures, acquisition et traitement des données**

La cellule d'essai est équipée de deux capteurs de pression 0-20 bars, qui permettent de mesurer la pression de confinement appliquée, ainsi que la pression régnant dans le massif (dépression au moment du démoulage).

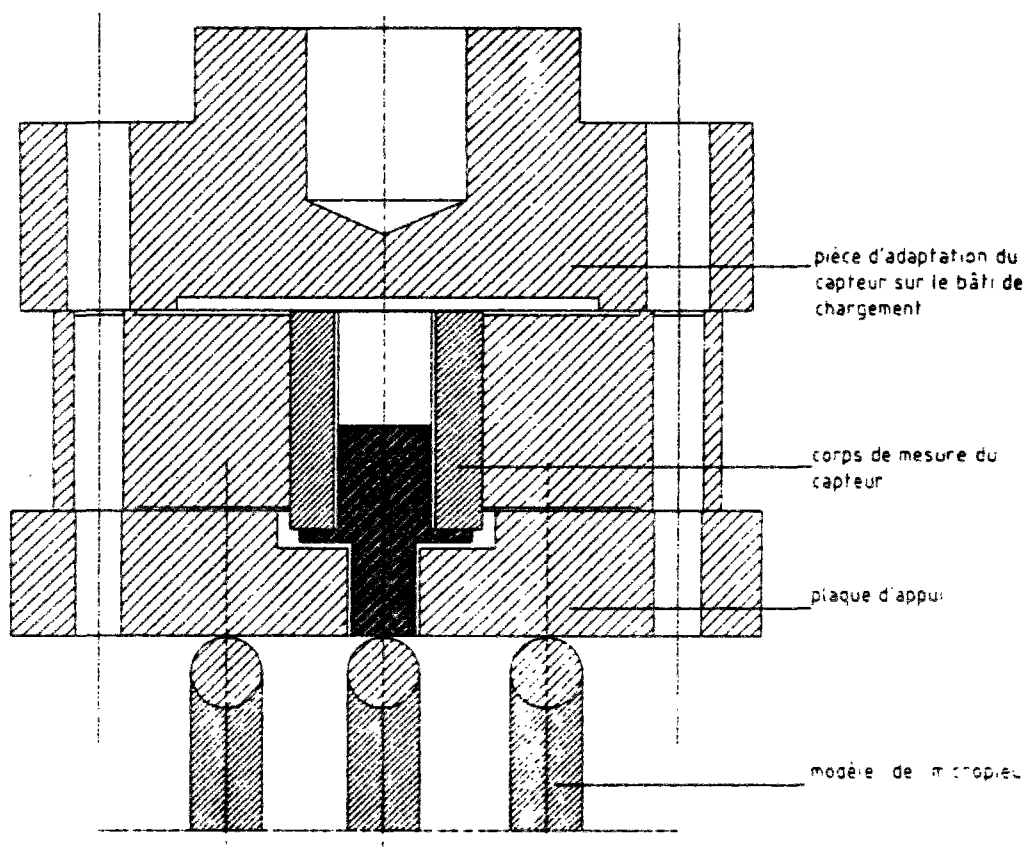
Par ailleurs, au cours de l'opération d'installation des inclusions, on enregistre les courbes de fonçage effort-déplacement grâce à un capteur de force installé sur le vérin de fonçage et un capteur de déplacement à enrouleur solidaire de la tige du vérin (visible sur la figure II.5a).

La capacité du capteur de force est de 10 kN et sa précision est de 0,1% de l'étendue de mesure. La course du capteur de déplacement est de 750 mm, sa précision était de 0,05% de l'étendue de mesure.

Au cours du chargement proprement dit, on enregistre la courbe de chargement (effort-enfoncement) du (ou des) micropieu(x) modèle(s) à l'aide d'un capteur de force et d'un capteur de déplacement du type LVDT. Pour les essais sur des micropieux isolés on utilise le

même capteur que celui utilisé pour mesurer l'effort d'enfoncement. Le LVDT utilisé est un capteur de précision de 10 mm de course.

Dans le cas d'une cellule composée de plusieurs micropieux (5 en général), on enregistre la réponse globale de la cellule élémentaire moyennant un capteur de charge situé à la base du dispositif d'essai (pièce 5 sur la figure II.1), de capacité 50 kN et dont la précision est de 0,03% de l'étendue de mesure. Une autre mesure importante concerne la charge reprise par le micropieu central au sein d'une cellule composée de 5 modèles (cf. paragraphe.IV.1 du chapitre IV). Pour cette mesure, un dispositif mécanique a été développé pour pouvoir positionner un capteur d'effort en tête sur le micropieu central (pièce 1 sur la figure II.1). On utilise le corps même du capteur de capacité 10 kN avec des modifications au niveau mécanique. La figure II.7 montre une coupe de ce système.



**Figure II.7 Schéma du dispositif de mesure utilisé pour la mesure de la charge sur le micropieu central**

Le chargement du groupe de modèles s'effectue par l'intermédiaire d'une plaque d'appui (figure II.7). Cette plaque d'appui est munie d'un trou central de 12 mm de diamètre. Dans cet espace se loge l'embout du corps de mesure du capteur, de diamètre 10 mm, et qui vient en contact avec le micropieu modèle situé au centre. Les quatre modèles autour sont en contact avec la plaque qui, elle, ne transmet pas d'efforts au corps de mesure.

L'ensemble des mesures réalisées est transféré à un microordinateur via une carte d'acquisition, l'acquisition étant gérée par un logiciel d'acquisition et de contrôle (Viewdac).

## **II.2. DISPOSITIF D'ESSAI EN CHAMBRE D'ETALONNAGE ET PROCEDURE EXPERIMENTALE**

On présente dans cette partie le dispositif d'essai en chambre d'étalonnage qui constitue le deuxième outil expérimental utilisé dans le cadre de cette thèse. On décrira en particulier les développements importants qui ont été nécessaires pour adapter l'outil initial à notre application. Le dispositif complet se compose de trois éléments principaux, à savoir la chambre d'étalonnage et ses équipements périphériques, le dispositif de mise en place et chargement des modèles, et les modèles instrumentés. On présente successivement ci-dessous ces différents éléments.

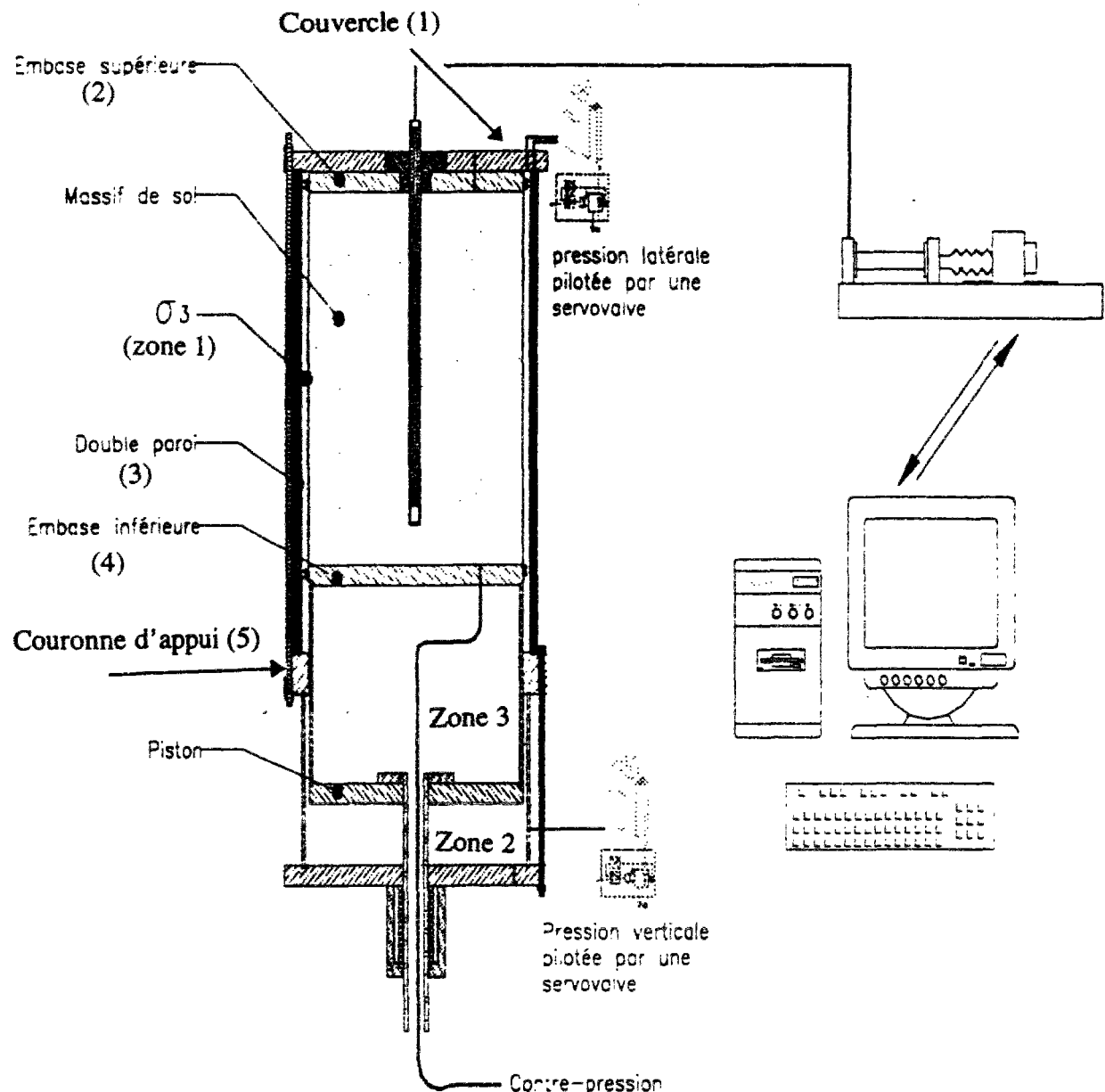
### **II.2.1. La chambre d'étalonnage et ses équipements périphériques**

La chambre d'étalonnage du CERMES a, été, initialement développée dans le cadre d'une collaboration entre l'Université de Clarkson et l'Université de la Louisiane, aux Etats-Unis, et le CERMES. Elle a tout d'abord été utilisée dans le cadre de la thèse de Dupla (1995). Cette étude était consacrée à l'évaluation de la réponse d'un mini pressiomètre dans un massif de sable d'Hostun.

#### **II.2.1.1. Principe de fonctionnement de la chambre d'étalonnage**

Le principe de la chambre d'étalonnage développée au CERMES est présenté sur la figure II.8. Ce dispositif permet de reconstituer et de consolider des massifs de sol d'un diamètre 52,4 cm et d'une hauteur de 70 cm à 1 m, et il est analogue à un dispositif développé aux

Etats-Unis Par A.B. HUANG. La technique de fabrication des massifs de sable est analogue à celle utilisée pour fabriquer une grosse éprouvette triaxiale, le sable étant mis en place à l'intérieur d'une membrane en néoprène grâce à un moule de maintien. La consolidation des massifs est réalisée grâce à une pression d'eau latérale appliquée par l'intermédiaire de la membrane (pression appliquée dans l'eau situé dans la zone 1 mentionné sur la figure II.8), et une pression verticale appliquée grâce au piston inférieur (pression appliquée dans l'eau situé dans la zone 2 mentionné sur la figure II.8). Le piston a une course de 300 mm et est un cylindre creux sur lequel vient se poser l'embase inférieure du massif (pièce n°4).

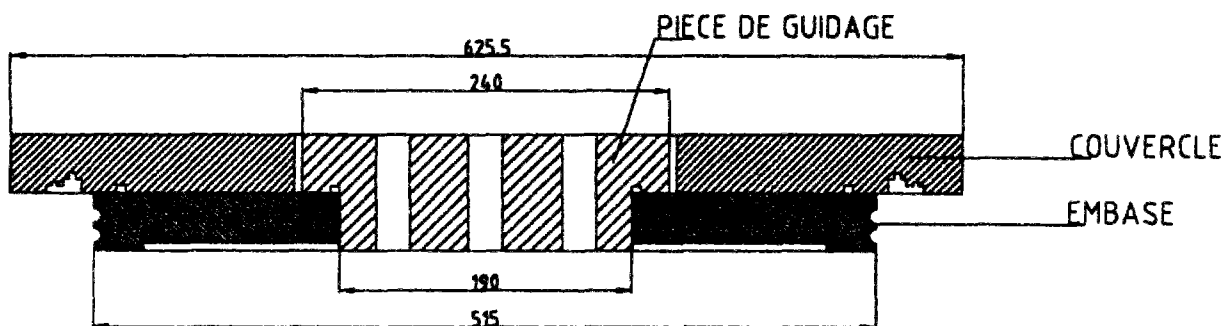


**Figure II.8 Schéma de principe du dispositif d'essai en chambre d'étalonnage : configuration avec un mini-pressiomètre (figure d'après Dupla 1995).**

La contrainte verticale est appliquée après que le contact entre l'embase supérieure de l'échantillon (pièce n°2) et le couvercle (pièce n°1) ait été réalisé. On peut en particulier réaliser des consolidations isotropes ou anisotropes du massif, avec, en particulier, des consolidations du type  $K_0$  grâce à un système de double paroi (pièce n°3) à contre-pression. On peut monter jusqu'à des pressions de consolidation maximales (verticale et horizontale) de 1 MPa, permettant de simuler des profondeurs déjà importantes. Dans la gamme des faibles niveaux de consolidation, il est possible de descendre à des valeurs de 40-50 kPa pour simuler de faibles profondeurs.

### II.2.1.2. Modifications apportées au dispositif de base en vue de l'application aux micropieux

On remarque sur la figure II.8, qu'au niveau du couvercle et de l'embase supérieure, un adaptateur assure le maintien du pressiomètre. Dans l'objectif de tester un groupe de micropieux à différents espacements, on a réalisé de nouvelles pièces d'adaptation telles que celle représentée sur la figure II.9.



**Figure II.9 Coupe du couvercle et de l'embase modifiés**

On a agrandi le diamètre du trou central du couvercle à 260 mm et celui de l'embase supérieure à 190 mm. Par ailleurs, on a usiné une pièce mécanique qui vient se visser sur l'embase et dont le rôle est double. En premier lieu, elle doit assurer une étanchéité parfaite au moment du démoulage du massif et en deuxième temps, elle doit assurer le bon guidage des micropieux au moment du fonçage et du chargement. On a fabriqué deux pièces semblables

de ce type, une, pour pouvoir réaliser des essais sur des micropieux de diamètre 11,28 mm, et une autre pour pouvoir réaliser des essais avec des micropieux de diamètre 20 mm. Ces pièces ont une épaisseur de 76 mm. La première comporte 21 trous et la deuxième 17 trous selon un schéma d'implantation permettant de tester différentes configurations de groupes. Pour les micropieux de diamètre 20 mm les espacements possibles sont 2.5d, 3d, 3.5d et 4,2d.

### II.2.1.3. Dispositif de pluviation du sable

L'obtention de massifs de sable suffisamment homogènes et à densité contrôlée nécessite l'utilisation d'un dispositif de pluviation pour la mise en oeuvre du sable. La méthode de pluviation du sable, largement utilisée pour les essais en chambre d'étalonnage et en centrifugeuse peut faire appel à des dispositifs assez variés et repose sur le fait que la densité du sable obtenue après pluviation dépend en majeure partie des paramètres débit de sable et hauteur de chute.

La reconstitution des échantillons de sable par pluviation a fait l'objet de plusieurs travaux. Kolbuszewski (1948) est l'un des premiers à avoir étudié ce problème. Les travaux se multiplièrent dans le but d'étudier l'effet des différents paramètres sur la densité obtenue. On note les travaux de Chapman (1974), Bellotti *et al.* (1979), Bellotti *et al.* (1982), Miura and Toki (1982), Parkin and Lunne (1982), Rad and Tumay (1987), Al-Douri *et al.* (1990), Passalacqua (1991), Sweeney and Clough (1990), Al-Douri *et al.* (1993), Levacher *et al.* (1994) et Dupla (1995). Dupla, dans sa thèse, présente une étude bibliographique détaillée sur ce sujet à laquelle on pourra se référer.

La figure II.10 (Dupla 1995) présente un schéma des différents paramètres qui permettent de contrôler la densité du matériau. Ces paramètres sont:

- la hauteur du réservoir contenant le sable  $H_r$
- le diamètre et le nombre de trous dans la grille du réservoir (débit de pluviation  $Q_p$ )
- hauteur de chute: distance entre les grilles et le haut du diffuseur  $H_c$
- distance entre les tamis  $D_t$
- hauteur de pluviation  $H_p$

La *hauteur du réservoir* n'influe pas sur l'indice de densité obtenue à la fin de l'essai (Rad and Tumay, 1987). La *grille* est un paramètre déterminant. En effet, elle va régler le débit de sable qui va être dispersé, et on peut définir les paramètres débit ( $\text{m}^3/\text{s}$ ), porosité et intensité de déposition ( $\text{g}/\text{cm}^3/\text{s}$ ). Ces trois paramètres sont en réalité interdépendant et ils sont liés directement aux diamètres et aux nombres de trous de la grille. Pour une configuration choisie (Hauteur de pluviation constante) tous les auteurs observent que l'augmentation du débit (de la porosité de la grille et de l'intensité de déposition), diminue la densité obtenue. Au contraire pour les faibles débits, on obtient des échantillons denses à très denses. La *hauteur de chute*, le *nombre de tamis* et la *distance entre les tamis* n'influent pas sur la densité obtenue (Rad and Tumay 1987). La *hauteur de pluviation* est un paramètre qui influence peu l'indice de densité pour des hauteurs de pluviation inférieures à la hauteur de chute limite des particules (Rad and Tumay 1987, Levacher *et al.* 1994 et Dupla 1995).

Le dispositif qui a été développé au CERMES dans le cadre de la thèse de Dupla (1995) est analogue à celui qui est généralement utilisé en chambre d'étalonnage, et il est représenté sur la figure II.11. Il se compose d'un réservoir à sable à sa partie supérieure, surmontant une réhausse venant elle-même en appui sur le moule de maintien ou sur un réservoir d'étalonnage des densités (configuration présentée sur la figure II.11). Un diffuseur, formé de deux tamis parallèles, permet de casser les jets de sable arrivant du réservoir, et de produire une pluie de sable uniforme au-dessous. Au cours de la pluviation, le diffuseur est remontée grâce à un système de poulies et un filin accroché à un moteur électrique, permettant ainsi de maintenir une hauteur de pluviation constante au-dessous du diffuseur. La densité du massif obtenue dépend directement du débit de sable, contrôlé par l'ouverture de la grille du réservoir, et de la hauteur de pluviation.



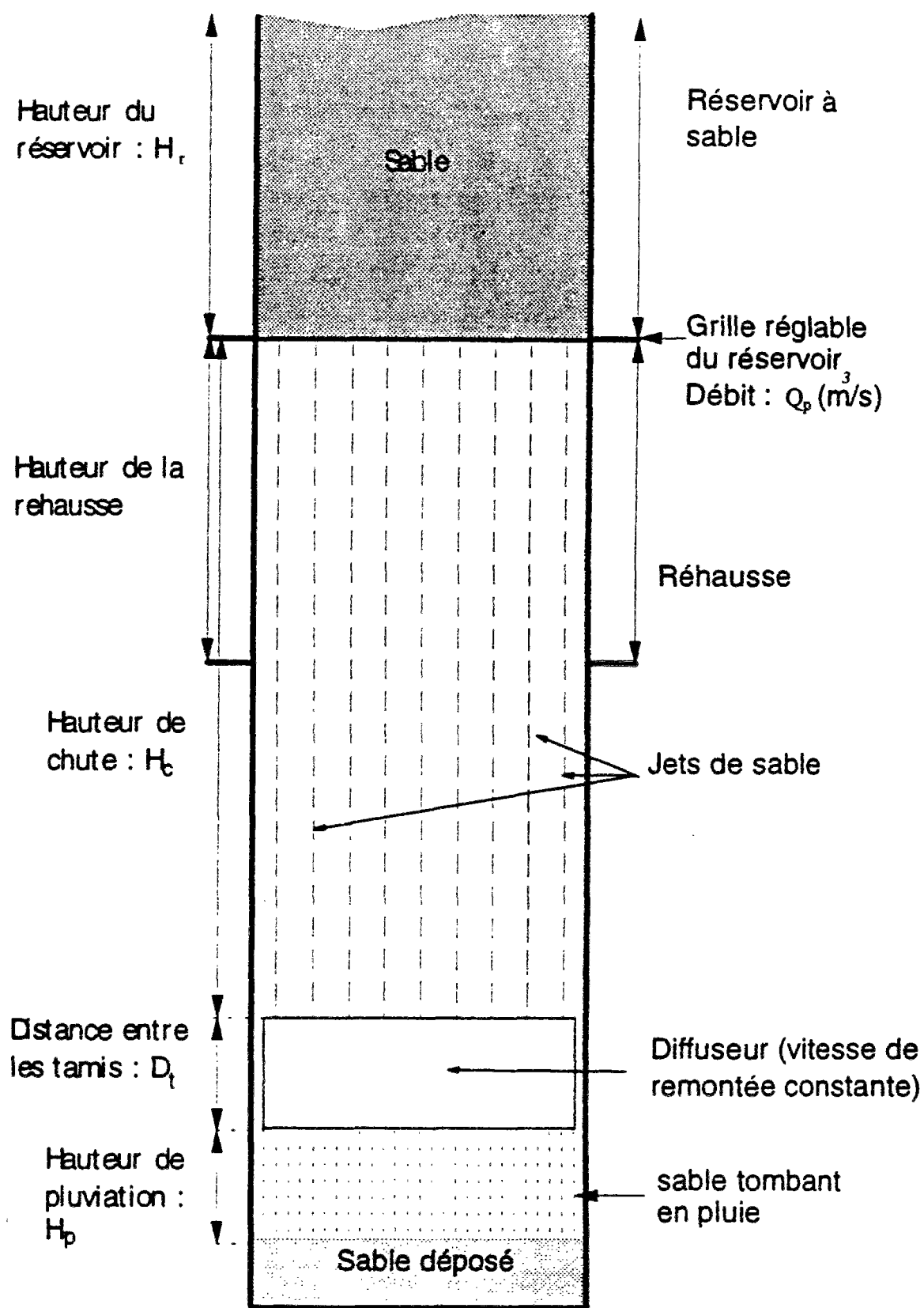
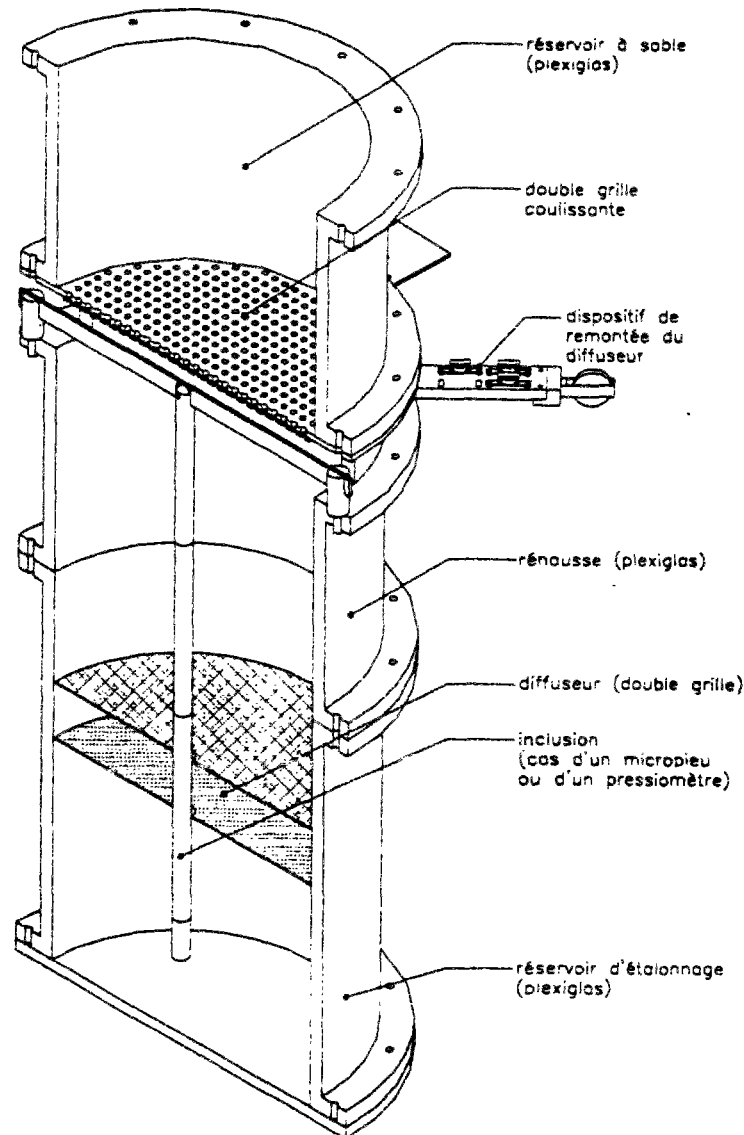


Figure II.10 Variables influençant la densité du massif lors de la pluviation (Dupla, 1995)



**Figure II.11 Coupe du dispositif de pluviation du sable (Dupla, 1995)**

### **II.2.2. Dispositif d'installation et de chargement des modèles**

La chambre d'étalonnage existante au CERMES n'était pas équipée du dispositif mécanique nécessaire pour positionner les vérins et pour réaliser les différentes tâches nécessaires dans un essai sur des modèles de fondations profondes. En collaboration avec le service d'étude et de conception des prototypes du LCPC, on a conçu un système mécanique (figure II.12) qui permet de réaliser les tâches nécessaires à la réalisation d'un essai.

Ce dispositif mécanique se compose d'un seul bâti quatre colonnes où l'on a installé deux vérins hydrauliques, à savoir un vérin longue course (1m) situé à la partie supérieure du bâti et

installé à l'avant sur deux colonnes, pour assurer les opérations de mise en place des inclusions (par fonçage, forage,...), et un servovérin positionné sur la traverse principale du bâti et destiné à réaliser les opérations de chargement des inclusions selon un programme prédéfini.

Le bâti de chargement est équipé à sa base de deux rails qui permettent de déplacer en translation la chambre d'étalonnage en fonction des opérations à réaliser (mise en place du massif, mise en place des inclusions et chargement).

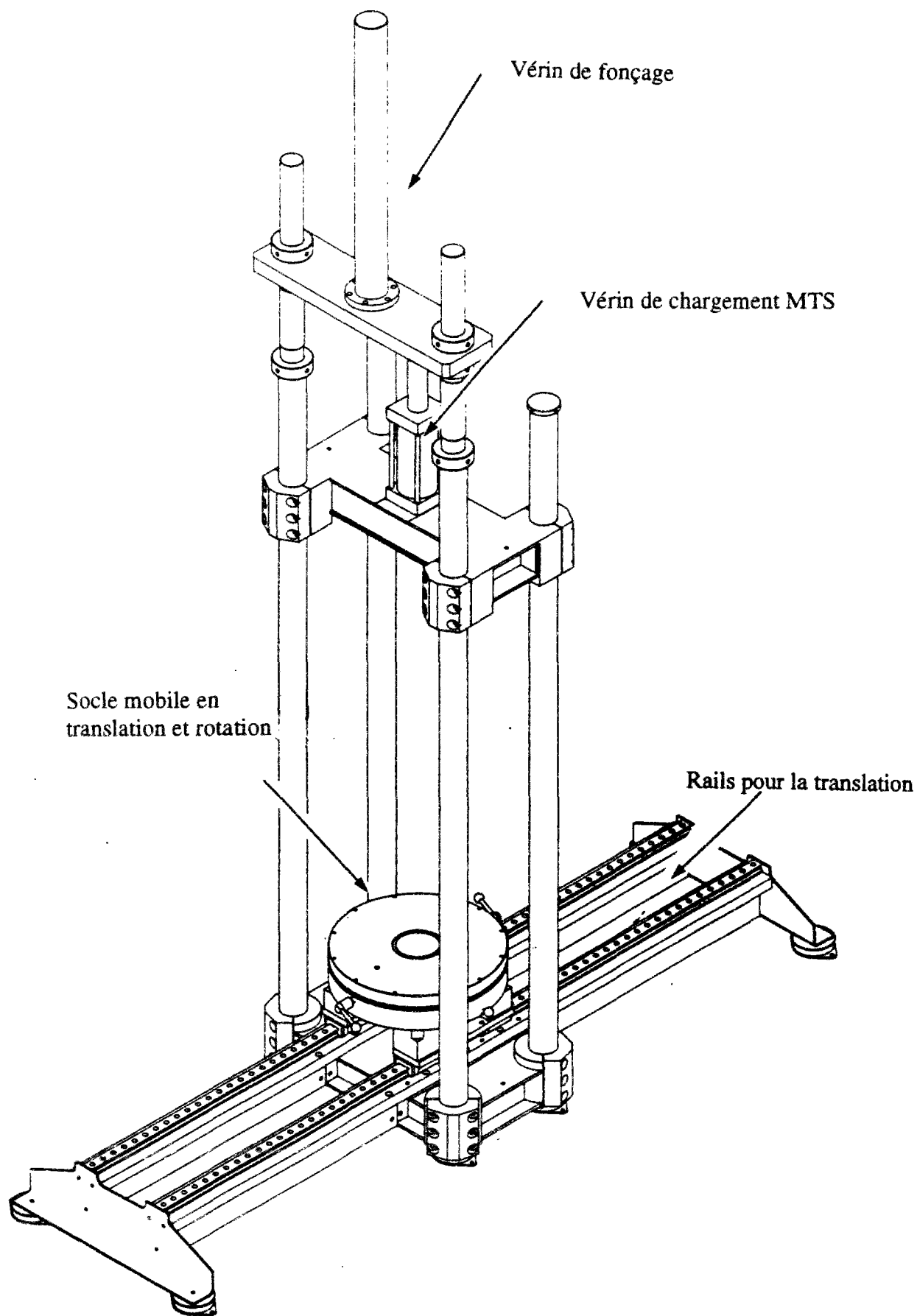
Le socle de la chambre d'étalonnage est équipé d'une butée à bille qui permet d'avoir un degré de liberté en rotation pour la cellule permettant d'obtenir des configurations à symétrie de révolution pour les groupes d'inclusions. Un schéma d'ensemble du dispositif d'essai est présenté sur la figure II.12.

#### **II.2.2.1. Dispositif de mise en place des modèles de micropieux**

Ce dispositif (figure II.13) est placé sur une traverse bloquée sur deux montants. Il est constitué d'un vérin double effet de grande course (1 m) et de capacité 100 kN en compression et 70 kN en traction. Il est contrôlé en déplacement. La centrale hydraulique assurant le déplacement du vérin est de capacité 240 litres et de puissance 15 kW. La pression maximale fournie est de 15 MPa. La vitesse de déplacement du vérin réglable en montée et en descente est de 0,1 à 100 mm par seconde. Cette plage de vitesse est rendue possible grâce à deux régulateurs de débit NG6 et NG10, le premier assurant des vitesses de 0,1 à 10 mm par seconde et le deuxième correspondant à la deuxième gamme de vitesse.

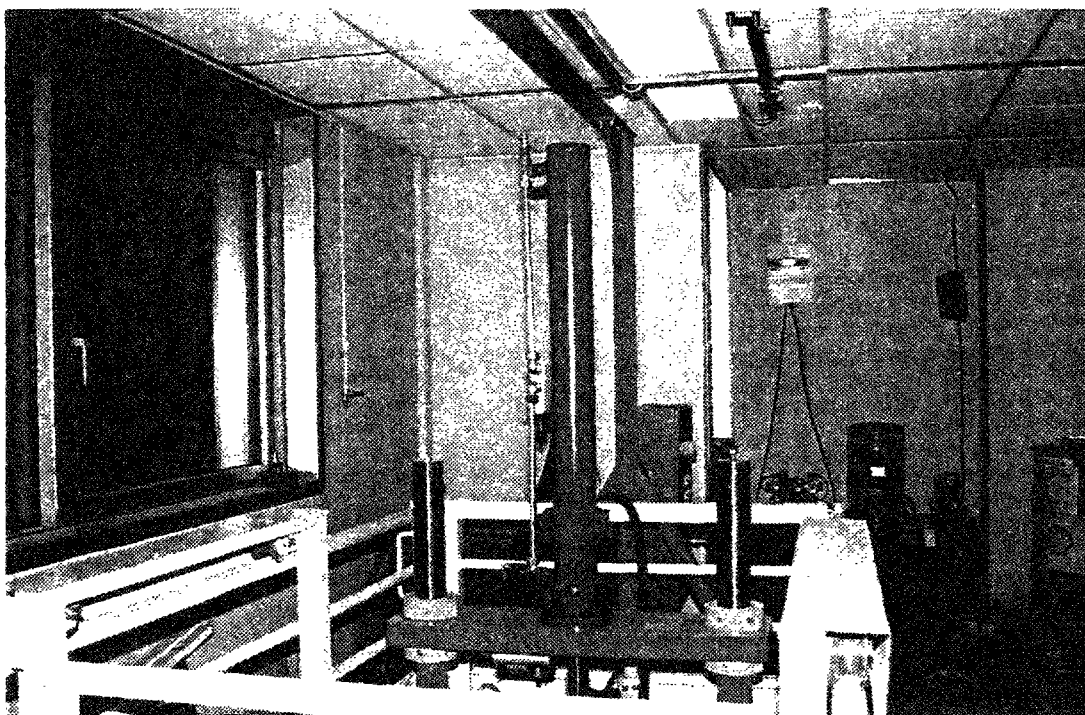
Ce vérin assure des opérations de mise en place des inclusions par fonçage dans le massif, mais peut permettre de réaliser le processus de mise en place par forage par ajout d'un outil en bout de tige du vérin.

Sur la figure II.13, on voit au premier plan le vérin de fonçage et au deuxième plan les deux groupes hydrauliques qui alimentent les deux vérins.



**Figure II.12 Schéma de principe du bâti d'installation et de chargement des micropieux**





*Figure II.13 Dispositif de mise en place des modèles de micropieux*

#### **II.2.2.2. Dispositif de chargement des modèles de micropieux**

Ce dispositif est constitué d'un système MTS composé d'un ensemble contrôlé par un électronique d'asservissement. Les composants hydrauliques sont le servovérin et les équipements hydrauliques associés (accumulateurs, servovalves...). L'électronique d'asservissement est un système TestStar comprenant un contrôleur digital, et un logiciel général pour essais de matériaux. La figure II.14 (a) montre une vue de la partie supérieure du servovérin, la figure II.14 (b) montre le groupe hydraulique et la figure II.14 (c) présente le système de pilotage digital et d'acquisition MTS TestStar.

Le vérin hydraulique utilisé est un modèle 244.22 C-05 de capacité  $\pm 100$  kN et de course  $\pm 7.5$  cm qui a été installé sur le portique du bâti quatre colonnes déjà décrit. Cette opération a nécessité une coopération avec les ingénieurs de MTS France au long de la période de conception du bâti de chargement pour définir le matériel adopté à notre application. Le servovérin est muni d'un capteur de déplacement intégré type LVDT calibré sur deux gammes 10 et 100% de la pleine échelle avec une excellente linéarité et peu d'hystérésis (MTS



document 1995). En bout de tige du servovérin est placé un capteur de force MTS modèle 661.20F-03. L'étendue de mesure pour ce capteur est de  $\pm 100$  kN (sortie symétrique pour essais de traction /compression alternée) et la capacité de surcharge est de 150% en chargement statique. On a demandé pour ce capteur 4 gammes d'étalonnage : à 10, 20, 50 et 100% de la pleine échelle (hystérésis=0,05% et non linéarité = 0,1%). L'étalonnage à faible taux permet de mesurer avec moins d'erreur des faibles charges ; On rappelle que les micropieux travaillent essentiellement à des faibles profondeurs et donc on serait probablement confronté à des faibles capacités portantes dans les essais réalisés sous un champ de contrainte simulant ces profondeurs.

Les équipements hydrauliques périphériques comprennent :

- un isolateur hydraulique MTS, modèle 298-12C avec accumulateurs d'un litre couplés par une réponse haute fréquence de la servovalve.
- le groupe hydraulique MTS (figure II.14 b), modèle 510-10 Euro (pression 21 MPa, débit 1l/mn) à refroidissement à eau.

L'électronique de commande (TestStar) comprend plusieurs services. Les plus importants:

- un contrôleur digital MTS modèle 490.00 permettant le contrôle des asservissements en numérique, l'acquisition des données, la génération de fonctions...
- un module de conditionnement pour les capteurs. Il permet le contrôle par ordinateur des gammes d'étalonnage, du zéro du capteur et de son excitation. Il permet la détection de défaut de cable et d'alimentation

L'ensemble de l'installation MTS est munie de deux boutons d'arrêt de sécurité à deux emplacements différents. L'électronique de commande ainsi que le socle d'arrêt d'urgence sont présentés sur la figure II.14 (c).

Ce système est renforcé par un générateur de fonction qui permet la génération des fonctions standards telles que le sinus, triangle, carré et rampe.

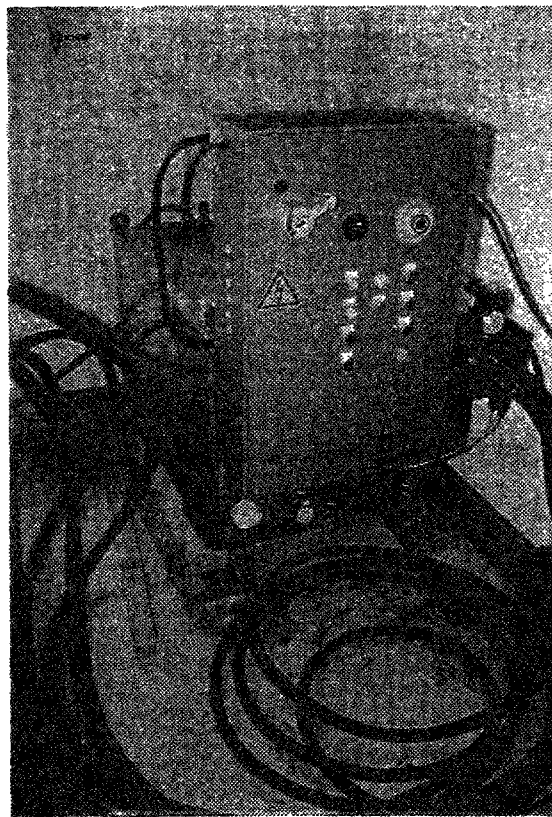
Le module Testware SX est un programme général d'essai qui nous permet de créer des sous programmes propres à nos essais, réutilisable à notre demande, et qui peuvent être constitués de plusieurs étapes ; le passage d'une étape à une autre se fait automatiquement. Il permet le pilotage de la machine en force ou en déplacement ainsi que l'acquisition des données.



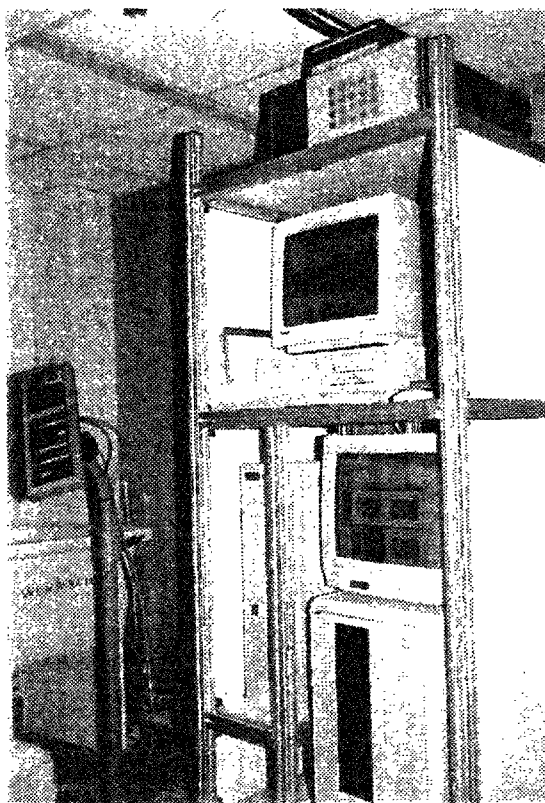




(a)



(b)



(c)

*Figure II.14 Dispositif de chargement MTS : (a) vue du servovérin ; (b) centrale hydraulique ; (c) système de pilotage digital et d'acquisition MTS Teststar*



Ce dispositif permet de réaliser une large gamme de chargements monotones et cycliques dans le domaine quasi-statique et dynamique (jusqu'à plusieurs dizaines de hertz). Le système de pilotage Testware SX permet en particulier de générer des programmes de chargement complexes composés de séquences monotones et cycliques asservies en force ou en déplacement.

La figure 2 de l'annexe 1 (MTS 1993) montre une vue de la boîte de contrôle digital, du système de contrôle manuel avec l'arrêt de sécurité et un programme de chargement en cours.

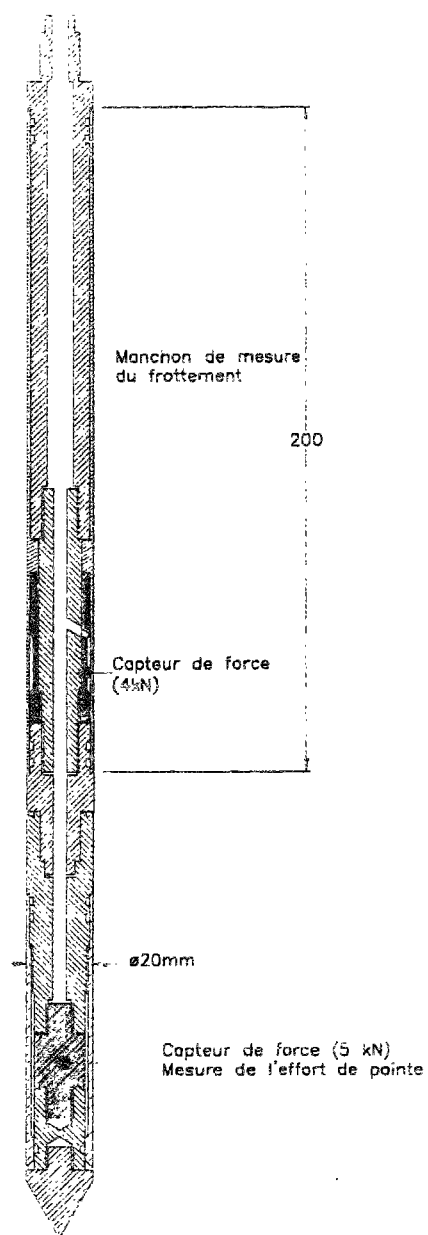
### **II.2.3. Les micropieux modèles**

Trois types de modèles ont été utilisés dans le cadre de ce travail. Le premier type est celui qui a été utilisé dans la mini chambre d'étalonnage ( $\Phi 11,2$  mm) et décrit au paragraphe II.1.1.2. Ces modèles  $\Phi 11,2$  mm non instrumentés utilisés ne permettent que de mesurer une réponse globale et d'obtenir des informations sur le comportement global des modèles et des cellules d'essai de 5 modèles. Le deuxième est le modèle  $\Phi 11,2$  mm, instrumenté en pointe, qui a permis d'isoler la résistance en pointe et d'étudier sa loi de mobilisation et d'obtenir, par différence, une estimation des frottements latéraux mobilisés. Par rapport à ceci, l'objectif du développement du troisième type de modèle  $\Phi 20$  mm (figure II.15), entièrement instrumenté, est d'avoir directement accès, sur le même modèle, à la courbe de mobilisation de la résistance en pointe ainsi qu'à celle du frottement latéral, mesurées de manière indépendante. Le diamètre de ce modèle est de 20 mm. Ainsi donc, le rapport entre le diamètre de la chambre et le diamètre du modèle est de 26,4. L'option retenue a été celle d'une sonde de type « pénétromètre » équipée en pointe d'un capteur d'effort miniature, et d'un « manchon de frottement » situé à une certaine distance de la pointe, permettant de réaliser la mesure du frottement latéral moyen sur ce manchon. Deux modèles de ce type ont été réalisés. L'ensemble est entièrement modulaire, ce qui permet d'interchanger la pointe et le manchon pour essayer différentes configurations (forme et rugosité de la pointe, rugosité du manchon, etc.). Le diamètre de 20 mm constitue un compromis entre les encombrements nécessaires à l'instrumentation, la nécessité de garder un diamètre d'inclusion suffisamment faible (Paragraphe I.4.1.2) par rapport à la taille du massif mis en oeuvre dans la chambre d'étalonnage ( $\Phi 52$  cm). A ne pas oublier aussi l'effet d'échelle qui impose un certain

diamètre en rapport avec le diamètre moyen des grains (paragraphe I.4.2) du premier chapitre).

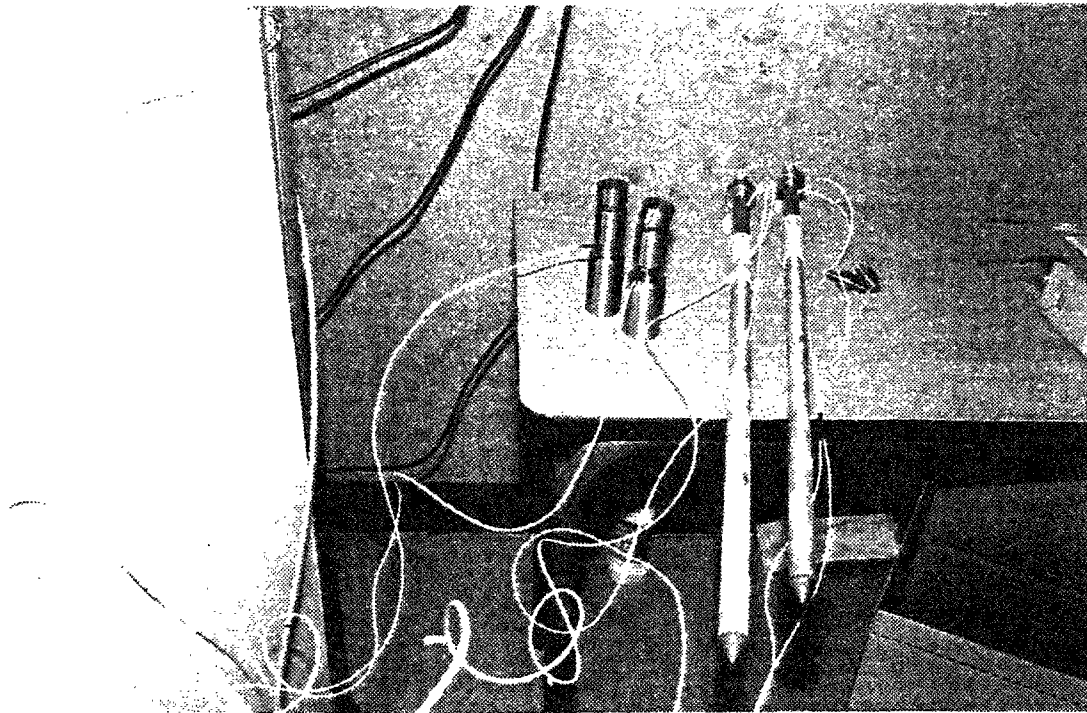
Les deux mesures réalisées ( $q_u$  et  $q_s$ ) sont des mesures directes, la résistance en pointe étant lue directement sur le capteur d'effort miniature en pointe de capacité 5 kN et le frottement latéral étant mesuré directement par un corps d'épreuve instrumenté, constituant un capteur d'effort en lui même de capacité 4 kN. Ceci permet d'obtenir une bonne précision sur les mesures, et de pouvoir avoir accès aux courbes de mobilisation des efforts de manière relativement fiable. Le bas du manchon de frottement est situé à 6 diamètres de la pointe, ce qui permet d'avoir des mesures découplées et indépendantes de ces deux paramètres. Il existe en effet une interaction entre la résistance en pointe et le frottement latéral au voisinage de la pointe, constituant en cela une « singularité » du frottement au voisinage de la pointe, l'objectif étant de mesurer un frottement « générique » non influencé ou peu influencé par la pointe. Le manchon a une longueur de 20 cm.

En ce qui concerne la précision des capteurs utilisés, elle est de l'ordre de 0,5% pour les capteurs de pointe et de 0,6% et 0,27% pour les capteurs implantés sur les manchons. Sur la figure II.16 on présente une vue des modèles instrumentés avec les fils qui sortent en tête et qui nous ont posé quelques problèmes d'ordre techniques au cours du montage de l'ensemble. A proximité, on peut voir les deux adaptateurs instrumentés avec deux capteurs d'effort pour mesurer les efforts en tête. On y reviendra dessus au cours de la description de la procédure expérimentale.



**Figure II.15 Schéma du micropieu modèle instrumenté ; mesures découplées du frottement latéral et de la résistance en pointe**





*Figure II.16 Photo des modèles instrumentés*

#### **II.2.4. Procédure d'essai**

La procédure d'essai de chargement de micropieux modèles en chambre d'étalonnage comporte les opérations successives suivantes, que nous allons décrire dans la suite.

- fabrication du massif de sable à la densité voulue
- mise sous contrainte du massif
- installation du (ou des) micropieux modèles par fonçage
- réalisation de l'essai de chargement
- démontage de l'essai

##### **II.2.4.1. Fabrication du massif de sable à la densité voulue**

Cette phase se décompose en plusieurs opérations:

- positionnement de l'embase inférieure (pièce n°4 sur la figure II.8) sur le piston tout en s'assurant que le tuyau d'application du vide est passé par le piston (tuyau de contre pression: voir figure II.8).





- mise en place de la membrane en caoutchouc et des joints toriques, ensuite mettre la cale en bois où vient s'appuyer le moule de formage
- préparation du pluviateur pour le positionnement sur le moule ainsi le réglage de la hauteur de pluviation à la hauteur prédéfinie par l'étalonnage de la densité ainsi que la préparation de la grille pour obtenir le débit qui correspond à la densité voulue
- remplissage du réservoir et diffusion du sable.

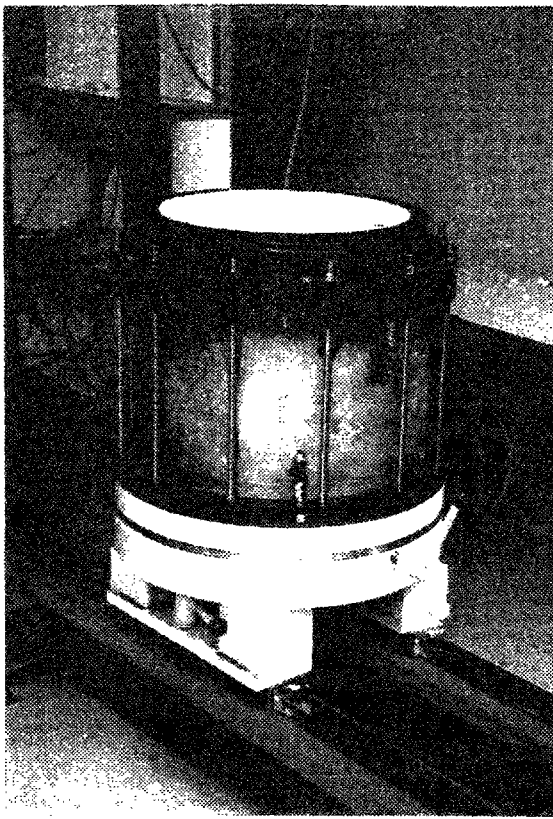
La figure II.17 montre quatre vues qui nous permettent de suivre la fabrication du massif. La figure II.17 (a) montre une vue de la chambre avant la mise en place du moule ; la figure II.17 (b) illustre la mise en place de la membrane en caoutchouc ainsi le positionnement du moule ; la figure II.17 (c) montre le moule en position et la membrane plaquée dessus et finalement la figure II.17 (d) montre la pluviation en cours.

#### **II.2.4.2 Mise sous contrainte du massif**

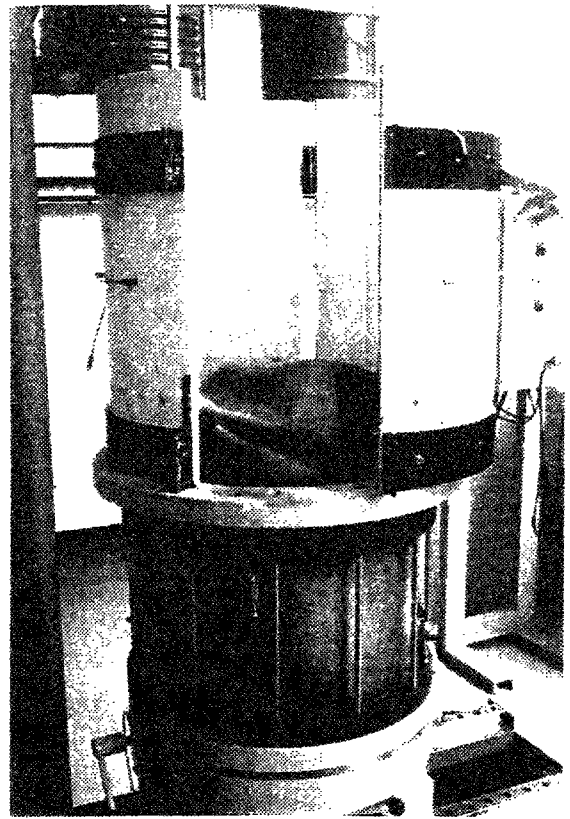
Le démoulage de l'échantillon est une phase qui précède la mise en confinement de celui-ci. Cette opération est très délicate et nécessite la vérification de l'étanchéité globale de l'échantillon. On met en place l'embase supérieure (pièce n°2 sur la figure II.8) vissée au préalable sur la pièce de guidage de la figure II.9 et l'on rabat la membrane qui sera serrée sur l'embase supérieure moyennant deux joints toriques. Une fois que l'échantillon est isolé de l'extérieur, on peut appliquer le vide pour le démoulage. Avant de démouler, il est nécessaire de fermer tout les robinets d'arrivée et de sortie et de mesurer le vide à l'intérieur pour s'assurer de l'étanchéité du massif. L'étanchéité étant vérifiée et le vide contrôlé, on peut alors enlever le moule.

On réalise ensuite successivement les opérations suivantes : mise en place de la cerce, positionnement du couvercle supérieur (pièce n°1 sur la figure II.8) et mise en place des tiges qui vont serrer le couvercle sur la cerce. On fait ensuite monter le piston à faible pression pour plaquer l'embase supérieure sur le couvercle. On remplit le volume existant entre l'échantillon et la cerce par de l'eau et on applique les pressions voulues. Pour les essais isotropes on augmente simultanément et lentement la pression verticale et horizontale. Par contre pour les essais  $K_0$ , on applique les pressions par paliers de faible amplitude tout en respectant un rapport  $K_0$ . Les premiers essais n'étaient pas une réussite, et les problèmes rencontrés nécessitaient un remède immédiat pour pouvoir mener un essai propre.

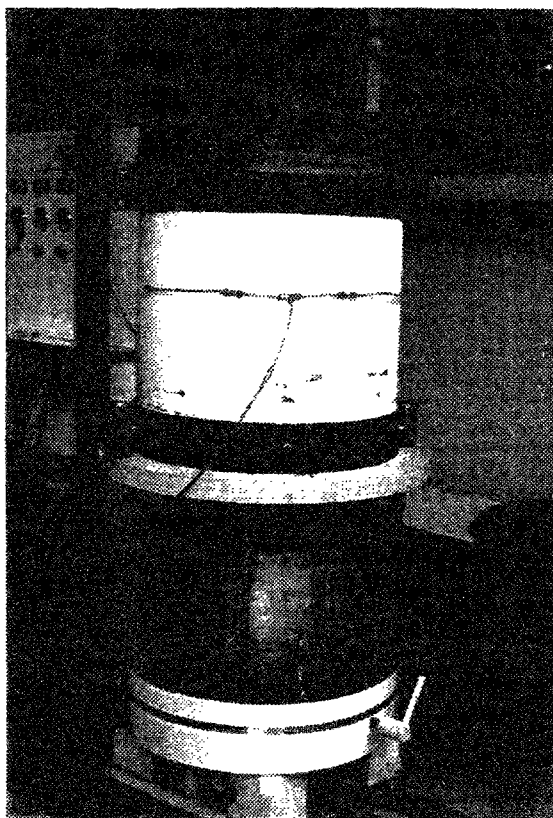




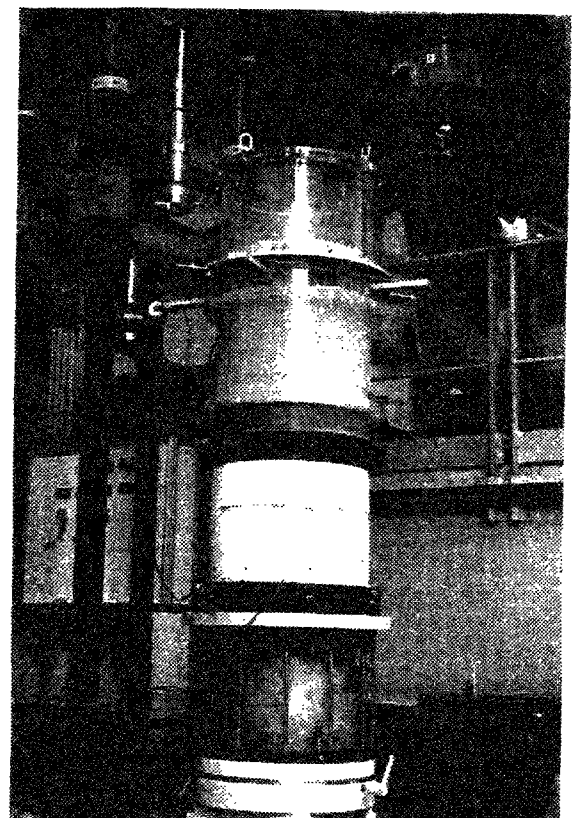
(a)



(b)



(c)



(d)

*Figure II.17 Fabrication de l'éprouvette : (a) réglage de la hauteur du piston ; (b) mise en place de la membrane et du moule ; (c) membrane plaquée et moule bien positionné ; (d) pluviation du sable*



Dans le cadre de la thèse de Dupla (1995), la chambre d'étalonnage a été utilisée pour des essais où le confinement est isotrope. Par contre, notre intention était de pouvoir imposer des conditions simulant un rapport  $K_0$  entre la contrainte horizontale et verticale. En fait, le problème majeur qu'on a rencontré dans les premiers essais de mise sous contrainte du massif était l'impossibilité d'imposer un rapport  $K_0$ . Pour avoir le découplage entre les contraintes verticales et horizontales imposées au massif, il faut une étanchéité complète entre les zones 2 et 1 (figure II.8). Cette étanchéité doit être assurée par les joints situés sur la couronne d'appui (pièce n°5 de la figure II.8). Ces joints d'origine américaine ne se trouvent pas sur le marché français. C'est pour cette raison que l'on a été obligé de démonter l'assise de la chambre d'étalonnage et d'adapter les gorges existantes sur la couronne d'appui à des joints français ( $\phi$  6.99mm).

Au cours de cette étape de mise sous pression du massif, on a eu par ailleurs, plusieurs fois des problèmes d'étanchéité provenant de différentes origines :

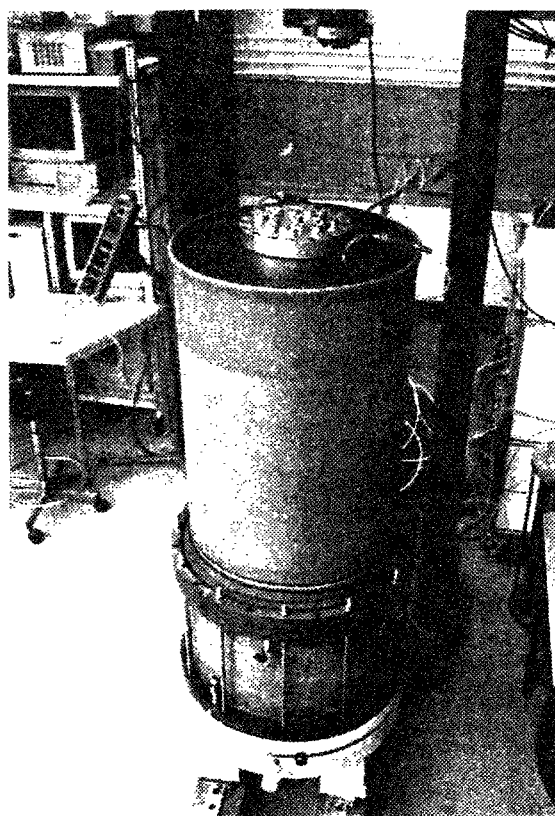
- les gorges initialement usinées sur les embases inférieure et supérieure n'étaient pas suffisamment profondes pour permettre aux joints (qui serrent sur une membrane de deux mm d'épaisseur) de bien se positionner. Au moment de la manoeuvre, consistant à mettre en place la cerce moyennant un palan, on a déplacé à plusieurs reprises les joints à la suite du contact de la cerce (en mouvement) avec ces joints, ce qui provoquait la perte de l'étanchéité. De ce fait, pour faciliter la procédure expérimentale on a approfondi les gorges sur les deux embases pour les adapter aux joints,
- les diverses manipulations réalisées au cours de la pluviation (serrage de la membrane sur l'embase, serrage des deux demi-coques du moule...) provoquent un déplacement de l'embase inférieure (pièce n°4 sur la figure II.8), ce qui peut provoquer une fuite de la zone 1 à la zone 3 (figure II.8). On a remédié à ce problème en usinant l'embase inférieure et le piston de telle manière que l'on puisse serrer le premier sur le deuxième.

La figure II.18 présente une vue des différentes étapes de mise en pression de l'échantillon. La figure II.18 (a) montre une vue de l'échantillon isolé de l'extérieur et prêt pour le démoulage ; la figure II.18 (b) montre l'échantillon après le démoulage ; la figure II.18 (c) est une vue qu'on a prise au moment de la mise en pression du piston pour bloquer l'embase sur le couvercle ; la figure II.18 (d) montre l'échantillon après blocage de l'embase sur le couvercle et après serrage de l'ensemble. Ainsi on peut commencer la mise en place des inclusions.





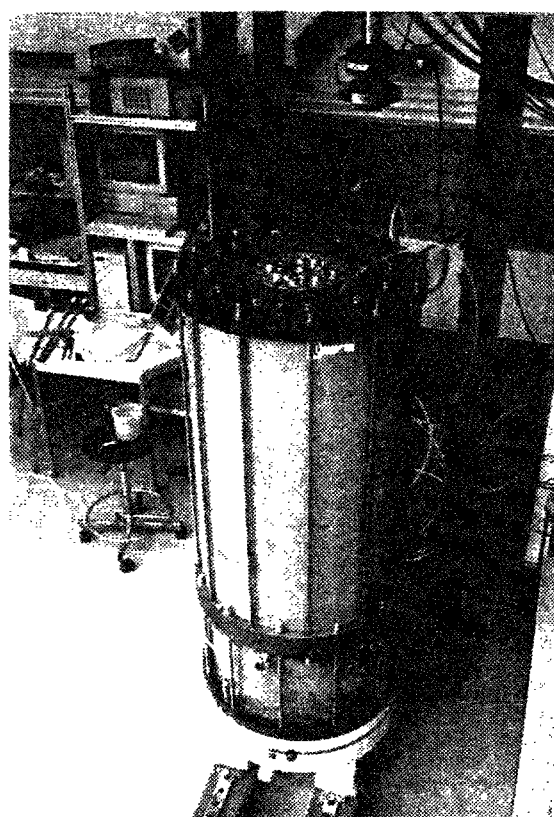
(a)



(b)



(c)



(d)

*Figure II.18 Mise en pression de l'éprouvette ; (a) fermeture de l'échantillon ; (b) démoulage ; (c) mise en place de la cerce et du couvercle ; (d) échantillon prêt pour la mise en place des modèles.*





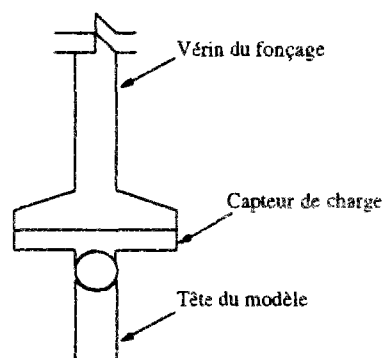
#### II.2.4.3. Installation du (ou des) micropieux par fonçage

Une fois que le massif est mis sous contrainte, on déplace lentement la cellule sur les rails et on la positionne sous le vérin du fonçage. On prépare alors les modèles en vue de l'opération de fonçage. En particulier, le centrage du pieu sous le vérin du fonçage est une opération délicate et très importante pour un enfoncement vertical du modèle.

Une fois que les solutions apportées aux problèmes rencontrés au cours des premières étapes ont été approuvées, on a été confronté au cours du fonçage des modèles  $\Phi 11,28$  mm à un problème qui a nécessité lui aussi une solution. On note qu'on a préféré commencer avec les petits modèles pour détecter les différents problèmes qu'on pouvait rencontrer. Les conséquences de ces problèmes sur des modèles non instrumentés sont moins lourdes.

Il s'agit là d'un problème lié, d'une part, au centrage du modèle sous le vérin du fonçage et d'autre part, à la pièce de guidage (cf. figure II.9). En effet, le guidage des pieux est assuré par cette pièce dont l'épaisseur est de 76 mm. On a prévu sur cette pièce de guidage, des trous de diamètre 11,3 mm, ce qui laisse un jeu très faible avec le modèle. Dans chaque trou, il a été prévu deux gorges de joint, une en partie supérieure et une en partie basse pour assurer un meilleur guidage.

Par ailleurs, on a installé en tête du vérin de fonçage un capteur d'effort axial et le contact entre le modèle et ce capteur était réalisé grâce à une pièce mécanique vissée sur le capteur et usinée en demi sphère en bout. La figure II.19 montre un schéma du contact vérin de fonçage-modèle  $\Phi 11,28$  mm.



**Figure II.19 Schématisation du contact vérin du fonçage et pieu modèle**

Sur cette configuration on a réalisé plusieurs essais et il s'est avéré que ce dispositif ne satisfait pas le but recherché à savoir un enfoncement vertical sans frottement entre le modèle et l'acier. Dans cette configuration, l'enfoncement vertical des modèles nécessite qu'ils soient complètement coaxiaux avec l'axe du vérin. Cette condition nous paraissait réalisable grâce au système de rotation et translation que l'on avait prévu sur le dispositif, mais en pratique on n'a jamais réussi à mettre le pieu dans l'axe du vérin à 100%.

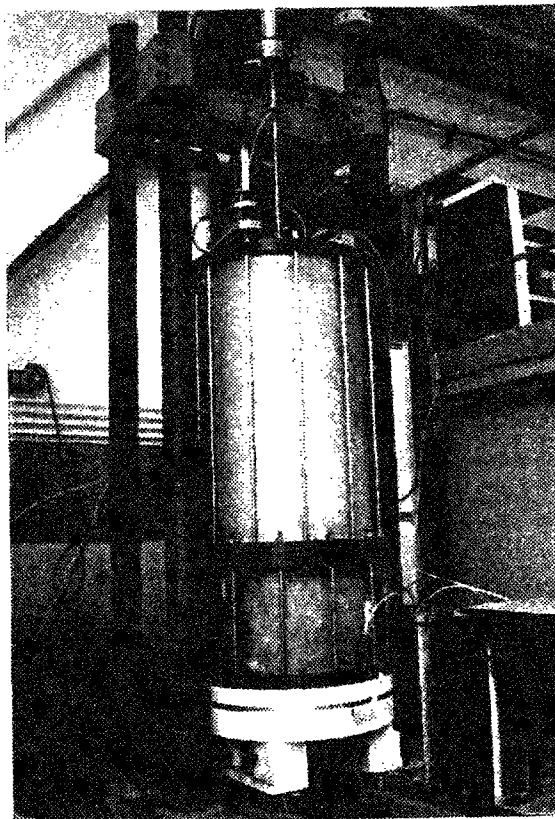
Quelques essais ont été réalisés avec ce dispositif pour le fonçage du modèle et on a constaté qu'au début du fonçage, le modèle  $\Phi 11$  mm prend une légère inclinaison. Avec l'enfoncement et l'augmentation des efforts au cours du fonçage, on observe que le pieu modèle frotte avec l'acier de la pièce de guidage à cause du faible jeu existant et de l'inclinaison initiale. Il était nécessaire de résoudre ce problème qui pouvait dans certains cas se traduire par une torsion des modèles, mise en évidence au démontage.

Dans la solution qu'on a prévue pour résoudre ce problème, on a travaillé, d'une part, sur l'amélioration du contact micropieu-acier en minimisant le frottement résultant, et, d'autre part, on a amélioré le contact vérin-micropieu. En effet, pour ce dernier, on a enlevé la concavité sur la pièce assurant la liaison entre le capteur et le micropieu de telle façon que la bille ne soit plus forcée de se loger dans la demi sphère pour se mettre en contact avec le vérin. Par ailleurs, sur la pièce assurant le guidage des micropieux, on a augmenté le diamètre des trous à 15 mm et on a mis à l'intérieur un adaptateur en teflon de diamètre intérieur 11,3 mm. C'est dans ce tube en teflon que le micropieu sera guidé tout en sachant que le frottement est négligeable.

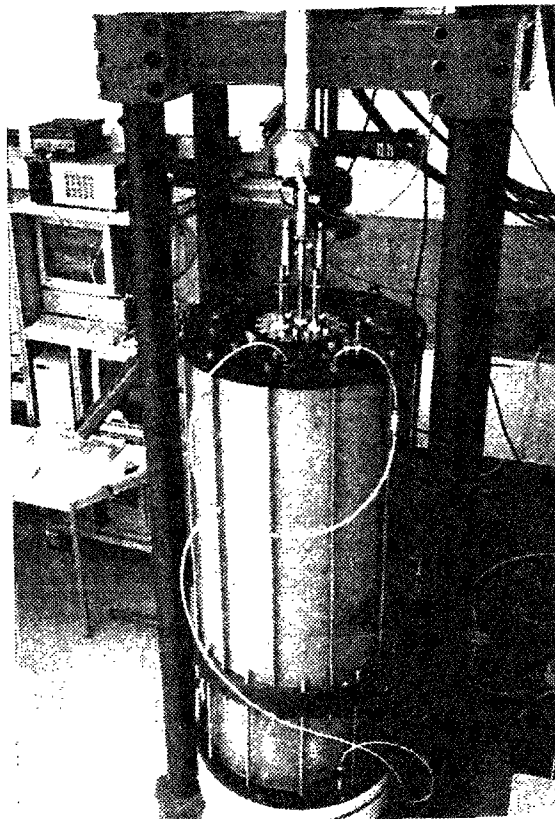
A la suite de ces modifications, On a constaté une nette amélioration dans le processus de fonçage, avec une bonne verticalité du pieu maintenue au cours du fonçage.

En ce qui concerne les modèles de diamètre 20 mm, on a usiné dans la pièce de guidage des trous de 24 mm de diamètre, équipés, là aussi, d'adaptateurs en teflon (fig.II.16). Le fonçage de ces modèles se fait dans de bonnes conditions sans problèmes particuliers.

Sur la figure II.20, on présente deux vues prises au cours du fonçage des modèles. La figure II.20 (a) concerne un modèle installé en premier, la seconde illustre le fonçage d'un modèle après l'installation des quatre premiers.



(a)



(b)

*Figure II.20 Fonçage des micropieux modèles ; (a) modèle isolé ; (b) modèle installé après l'installation des quatre premiers*



#### II.2.4.4. Réalisation de l'essai de chargement

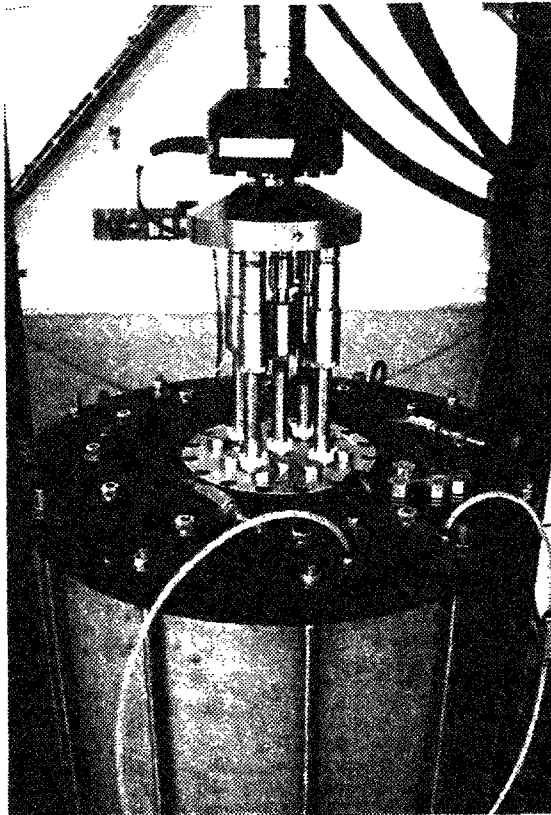
Une fois, l'installation du ou des modèles terminée, on déplace la cellule sous le vérin de chargement MTS. Ensuite, il faut approcher lentement ce dernier à proximité des micropieux. Cette opération est très délicate et nécessite beaucoup d'attention, d'abord pour ne pas écraser les micropieux par une fausse manoeuvre et essentiellement pour préserver la sécurité d'un coéquipier travaillant à proximité. Le déplacement du vérin se fait avec le contrôleur manuel. Le vérin est arrêté à proximité des micropieux et le contact définitif est réalisé moyennant un système d'écrous.

La figure II.21 montre deux vues prises au moment du chargement. Elles vont servir à mieux expliciter les différentes manoeuvres réalisées. La figure II.21 (a) montre le chargement d'une cellule élémentaire de cinq inclusions. On a adapté sur la tête du vérin MTS une pièce mécanique servant d'appui pour l'ensemble des modèles (pièce jaune). L'interface vérin-pieu est complétée par un chapeau qui s'appuie sans aucun serrage sur un écrou. C'est en serrant cet écrou sur la tête fileté du modèle que l'on va manuellement mettre en contact tout les modèles avec le vérin. Une fois le contact réalisé, il faut programmer le logiciel de contrôle pour réaliser l'essai proprement dit. Pour un essai de chargement monotone, on a réalisé un programme composé de 4 étapes :

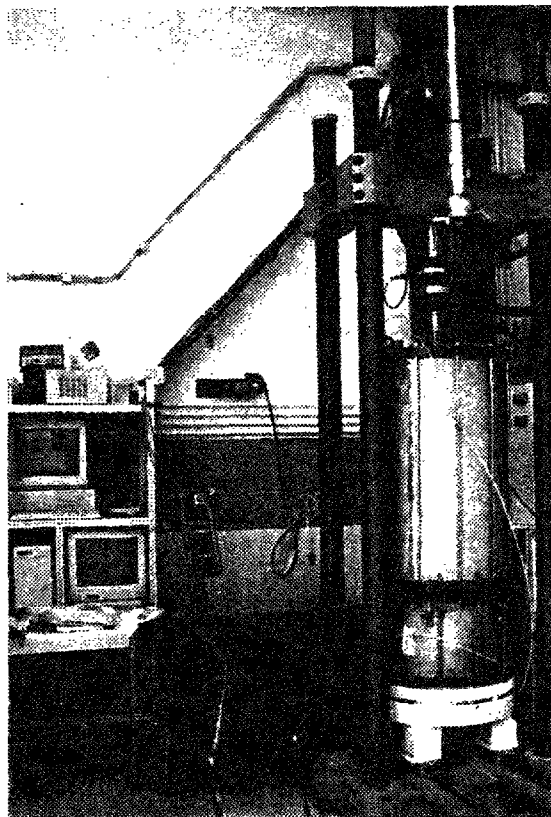
- un chargement initial à la vitesse de déplacement 0,1 mm/mn jusqu'à la rupture estimée à 1/10 de diamètre
- un déchargement toujours à déplacement contrôlé dont la vitesse est de 0.3 mm/mn
- un rechargement à la vitesse de déplacement de 0,1 mm/mn
- un retour au zéro.

En ce qui concerne les essais sous chargement cyclique, on en a réalisé à chargement contrôlé et à déplacement contrôlé. On reviendra sur ces essais et sur les procédures correspondantes dans le chapitre VII. Dans certains essais cycliques, on a visé des cyclés imposant un chargement en compression-traction. C'est pour cette raison qu'on a conçu une pièce mécanique permettant de réaliser ce type de chargement. La figure II.21 (b) montre une vue prise au cours d'un essai sous chargement cyclique. Le système d'accrochage n'est pas très visible sur cette figure et l'on présente donc sur la figure 3 de l'annexe 1 une coupe de ce système.





(a)



(b)

*Figure II.21 Chargement des micropieux modèles ; (a) groupe de 5 modèles sous chargement monotone ; (b) chargement cyclique sur modèle isolé*





#### **II.2.4.5. Démontage de l'essai**

Cette phase nécessite la réalisation des opérations suivantes :

- mise sous vide de l'intérieur du massif
- Diminution lente des pressions horizontales et verticales
- vidange de l'eau
- dépose du couvercle, de l'embase et enlèvement du sable
- nettoyage de toutes les pièces et des joints.

#### **II.2.5. Récapitulatif de l'instrumentation, des mesures, acquisition et traitement des données**

Différentes mesures et informations étaient nécessaires pour le bon déroulement de l'essai. D'abord, il était nécessaire d'instrumenter la cellule d'essai (chambre d'étalonnage) par des capteurs de pressions pour évaluer les efforts appliqués. Ces efforts ont été appliqués moyennant des cellules air-eau qu'on a conçues spécialement pour ce dispositif. Trois capteurs de pressions 0-20 bars sont branchés à la cellule. Le premier était destiné pour mesurer la contrainte verticale appliquée sur le massif ; mesure faite sur l'eau sous pression à la sortie de la cellule air-eau. Le deuxième capteur a pour rôle de mesurer la contrainte horizontale ; mesure aussi faite à la sortie de la deuxième cellule air-eau. Un troisième capteur est mis pour mesurer le vide à l'intérieur de l'échantillon ; mesure nécessaire pour l'opération du démoulage du massif après reconstitution. Ce vide est appliquée par le bas de l'échantillon et la mesure du vide est faite en tête de l'échantillon.

Sur la photo de la figure 4 de l'annexe 1 on présente une photo du tableau de commande de ces capteurs ainsi que des branchements réalisés.

Par ailleurs, des capteurs de force et des capteurs de déplacement sont mis sur les vérins du fonçage et de chargement (paragraphes précédents). Au cours de l'opération d'installation des micropieux, on enregistre les courbes de fonçage effort-déplacement grâce, à un capteur de force intercalé entre le vérin du fonçage et l'inclusion et grâce à un capteur de déplacement à enrouleur mis sur la traverse portant le vérin. L'étendue de mesure pour le capteur de force est de 0-100 kN et sa précision est  $< 0.05\%$  de l'étendue de mesure en hystérésis et  $< 0.1\%$  de

l'étendue de mesure en linéarité. La course du capteur de déplacement est de 1,3 m et la précision est  $< 0,05\%$  de l'étendue de mesure.

Au cours du chargement, on enregistre la courbe de chargement (effort-déplacement) du ou des micropieux modèles à l'aide d'un capteur de force et d'un capteur de déplacement intégré dans la tige du vérin (déjà décrits dans le paragraphe II.2.2.2). Par ailleurs, pour une cellule composée de plusieurs micropieux on enregistre la réponse globale de la cellule élémentaire moyennant le capteur MTS et la charge prise par le micropieu situé au centre de la cellule et un autre situé au bord de la cellule élémentaire.

Les charges individuelles sont enregistrées grâce à des capteurs miniatures marque ENTRAN dont ils sont posés sur les têtes des modèles qu'on souhaite enregistré leurs charges. Ces capteurs apparaissent sur la figure II.16 à côté des pieux instrumentés. Ces capteurs ont pour capacité 15 kN et leur précision est de 0,5%.

Au cours de l'essai sur une cellule élémentaire de cinq inclusions, on mesure en même temps les évolutions de la résistance en pointe et du frottement latéral pour le modèle situé au centre de la cellule élémentaire et un autre situé au bord.

L'ensemble de ces capteurs est relié à un micro-ordinateur via une carte d'acquisition HP3497. La figure II.22 montre un schéma de toutes les connexions et les mesures faites.

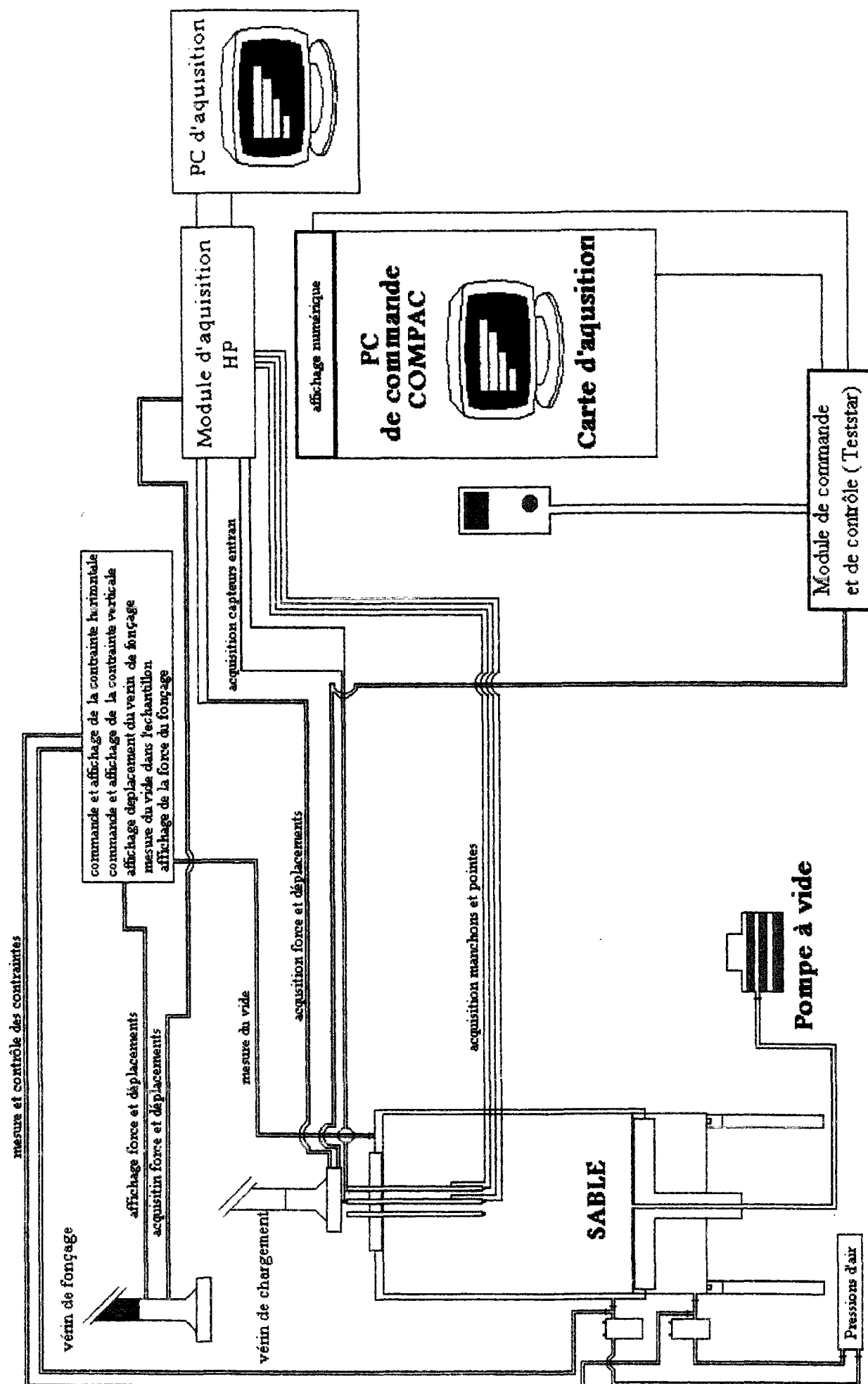


Figure II.22 Schéma des connexions, commandes et mesures



### ***CHAPITRE III***

#### ***ETUDE DU COMPORTEMENT DE MICROPIEUX MODELES ISOLES EN MINI CHAMBRE D'ETALONNAGE***



## **INTRODUCTION**

L'objectif général des essais en mini chambre d'étalonnage est de réaliser, à partir d'un dispositif de dimensions réduites, un programme d'essais destiné à dégrossir le problème de l'étude des effets de groupe, et de mettre en évidence, à partir d'expérimentations simplifiées (modèles non instrumentés localement), l'influence de différents paramètres de base sur le comportement isolé d'un micropieu ainsi que sur l'apparition de possibles effets de groupe. Une telle étude paramétrique nécessitant un nombre d'essais assez important ne peut se faire que sur un dispositif suffisamment facile à mettre en oeuvre tel que la mini chambre d'étalonnage. On a présenté dans le chapitre précédent le dispositif d'essai ainsi que la procédure expérimentale. Ce chapitre sera consacré à l'étude du comportement global du micropieu isolé foncé dans un massif de sable en mini chambre d'étalonnage.

### **III.1. OBJECTIF DES ESSAIS**

L'objectif de l'étude sur des modèles isolés est d'abord de pouvoir quantifier l'effet de certains paramètres sur leur comportement et ainsi servir de base pour l'étude de l'effet de groupe (chap IV). Les paramètres retenus pour l'étude ont été les suivants :

- niveau de consolidation du massif
- indice de densité du massif
- forme de la pointe du modèle
- rugosité du fût (lisse ou rugueux)

Cette étude a nécessité la réalisation d'un nombre d'essais relativement important (32 essais), parmi lesquels une série de 14 essais ont été réalisés sur une inclusion type mini pénétromètre instrumentée en pointe, ce qui a permis de séparer charge globale et résistance en pointe. Les résultats obtenus sur l'inclusion instrumentée seront présentés dans le chapitre V.

Le paramètre niveau de consolidation permet de quantifier l'évolution de la capacité portante des inclusions en fonction de la profondeur, bien que le champ de contrainte triaxial isotrope ne reproduise pas exactement le champ de contrainte régnant autour d'une fondation profonde qui est en réalité anisotrope et dont le rapport d'anisotropie au repos est de  $K_0$ . Cependant, les travaux de Houlsby and Hitchman, (1988) et Schnaid and Houlsby, (1992) montrent que la résistance en pointe et la pression limite dépendent essentiellement de la densité du massif et de la contrainte



horizontale. Concernant la liaison de la résistance en pointe avec la contrainte horizontale, ce résultat a été confirmé aussi par Balachowski (1995).

La variation de l'indice de densité permet de quantifier l'évolution, pour un niveau de consolidation donné, de la capacité portante et ainsi d'observer un comportement dilatant ou contractant de l'interface. On étudiera par ailleurs, la possibilité de normaliser les résultats obtenus par rapport à un paramètre caractérisant l'état initial du massif, tel que le paramètre d'état  $\psi$  (Been and Jefferies, 1985).

La forme de la pointe est un paramètre qui a été très peu étudié jusqu'à présent. A notre connaissance il n'existe que les travaux d'Al-awhati cités par Mokrani (1991) qui ont montré que l'on peut observer une évolution de 20% entre une pointe plate et une pointe conique. Dans le cadre de nos essais, on doit étudier ce problème non seulement pour évaluer l'effet induit par la forme de la pointe sur la résistance en pointe mais pour évaluer de plus, l'effet résultant sur le frottement latéral mobilisé à proximité.

En ce qui concerne la rugosité du fût, on a pu remarquer, à partir de l'étude bibliographique, que ce paramètre a une influence déterminante sur le frottement latéral mobilisable, qui, dans le cas des micropieux, représente une grande partie de la capacité portante. On a travaillé sur l'étude de ce paramètre, dans le but de déterminer un fuseau pour cadrer les valeurs de frottement latéral limite, dont les frontières sont déterminées, à partir de notre étude, sur des micropieux « parfaitement » lisse et « parfaitement » rugueux. A la différence de différents travaux trouvés dans la littérature, la rugosité est produite par usinage direct du fût du modèle et on a ciblé une rugosité minimum et une maximum. Pour la détermination de la rugosité maximale, un compromis a été trouvé entre la rugosité qui mobilise le frottement maximum et une rugosité dont l'usinage est réalisable. On a vu dans le paragraphe I.2.2.3 du chapitre I qu'une rugosité normalisée égale à 0.5 (Tabucanon and Airey 1992) est suffisante pour mobiliser le frottement maximum. Nos micropieux rugueux correspondent à une rugosité normalisée de 1.

### **III.2. PROGRAMME EXPERIMENTAL**

Les essais réalisés sur les micropieux isolés présentent un double intérêt. Ils doivent, d'une part, permettre d'étudier l'influence des différents paramètres de base sur la réponse d'une inclusion

isolée, et d'autre part, servir de référence pour la quantification des effets de groupe pour le cas de cellules composées de plusieurs inclusions, qui seront étudiées ultérieurement. Le programme expérimental réalisé sur ce dispositif est présenté dans les tableaux III.1, III.2 et III.3. Dans le tableau I, on a regroupé les essais réalisés pour tester la répétabilité. Les quatre premiers essais sont effectués avec un mini-pénétromètre (Canou 1989), le dernier essai est réalisé sur un modèle non instrumenté pour tester la répétabilité de l'essai en terme de charge global. Dans le tableau III.2, on a regroupé les essais réalisés sur des micropieux modèles isolés non instrumentés. Le modèle utilisé dans ces essais est le modèle décrit dans le paragraphe II.1.1.2. du chapitre II. Pour pouvoir découpler le frottement latéral et la résistance en pointe, on a réalisé en parallèle des essais avec un mini-pénétromètre de même diamètre que notre micropieu modèle et dans un massif reconstitué dans les mêmes conditions que celles utilisées pour les autres essais. Ces essais sont présentés dans le tableau III.3. Les résultats obtenus à partir de ce travail seront interprétés dans ce chapitre en termes de charges limites. Le chapitre V sera consacré à une étude plus fine en termes de courbes de mobilisation.

Le sable utilisé pour l'étude est le sable de Fontainebleau pur, dont on rappelle ci-dessous les caractéristiques principales :

$$\rho_s = 2.65 \text{ g/cm}^3$$

$$e_{\min} = 0.54$$

$$e_{\max} = 0.94$$

La logique de l'étude paramétrique réalisée, correspondant aux essais regroupés dans le tableau III.2, est la suivante : les quatre premiers essais (MNII1 à MNII4) permettent d'étudier l'influence du niveau de consolidation sur la capacité portante de modèles rugueux à pointe conique pour un indice de densité moyen ( $I_D = 0.5$ ). Les essais MNII5, MNII6, MNII7 et MNII8 sont effectués sur un modèle à surface lisse, en vue d'une comparaison avec les modèles rugueux à la densité moyenne ( $\approx 0.5$ ).

Les essais MNII9, MNII10, MNII11, MNII12, MNII13 et MNII14 permettent d'étudier l'influence de la forme de la pointe pour la densité moyenne, ainsi que l'évolution de cette influence avec la profondeur. Les essais qui suivent (MNII15 à MNII20) montrent l'influence de la densité, et ceci pour les modèles à surface lisse et rugueuse et, dans le cas de ces derniers, pour les modèles à pointe conique et plate.

Essai	$\sigma_c$ (kPa)	$I_D$	Etat de surface du fût	Type de pointe
REP1	75	0,5	lisse	plate
REP2	75	0,5	lisse	plate
REP3	150	0,5	lisse	plate
REP4	150	0,5	lisse	plate
REP5	75	0,5	rugueuse	plate

*Tableau III.1 Caractéristiques des essais réalisés pour tester la répétabilité des essais*

Essai*	$\sigma_c$ (kPa)	$I_D$	Etat de surface du fût	Type de pointe
MNII1	25	0,5	rugueux	conique 60°
MNII2	50	0,5	rugueux	conique 60°
MNII3	100	0,5	rugueux	conique 60°
MNII4	200	0,5	rugueux	conique 60°
MNII5	25	0,5	lisse	conique 60°
MNII6	50	0,5	lisse	conique 60°
MNII7	100	0,5	lisse	conique 60°
MNII8	200	0,5	lisse	conique 60°
MNII9	25	0,5	rugueux	plate
MNII10	50	0,5	rugueux	plate
MNII11	75	0,5	rugueux	plate
MNII12	100	0,5	rugueux	plate
MNII13	150	0,5	rugueux	plate
MNII14	200	0,5	rugueux	plate
MNII15	100	0,36	rugueux	conique 60°
MNII16	100	0,36	lisse	conique 60°
MNII17	100	0,36	rugueux	plate
MNII18	100	0,76	rugueux	conique 60°
MNII19	100	0,76	lisse	conique 60°
MNII20	100	0,76	rugueux	plate

\* MNII: Essais en Mini chambre d'étalonnage sur des modèles Non Instrumentés Isolés

*Tableau III.2 Caractéristiques des essais réalisés sur des micropieux modèles isolés non instrumentés en mini chambre d'étalonnage*

Essai*	$\sigma_c$ kPa	$I_D$	Type de pointe
MIPI1	25	0.5	conique à 60°
MIPI2	50	0.5	conique à 60°
MIPI3	100	0.5	conique à 60°
MIPI4	200	0.5	conique à 60°
MIPI5	100	0.36	conique à 60°
MIPI6	100	0.76	conique à 60°
MIPI7	100	0.76	plate
MIPI8	100	0.5	plate
MIPI9	200	0.5	plate

\* MIPI: Essai en Mini chambre d'étalonnage sur des modèles Instrumentés en Pointe Isolés

*Tableau III.3 Caractéristiques des essais réalisés sur des micropieux modèles isolés instrumentés en pointe en mini chambre d'étalonnage*

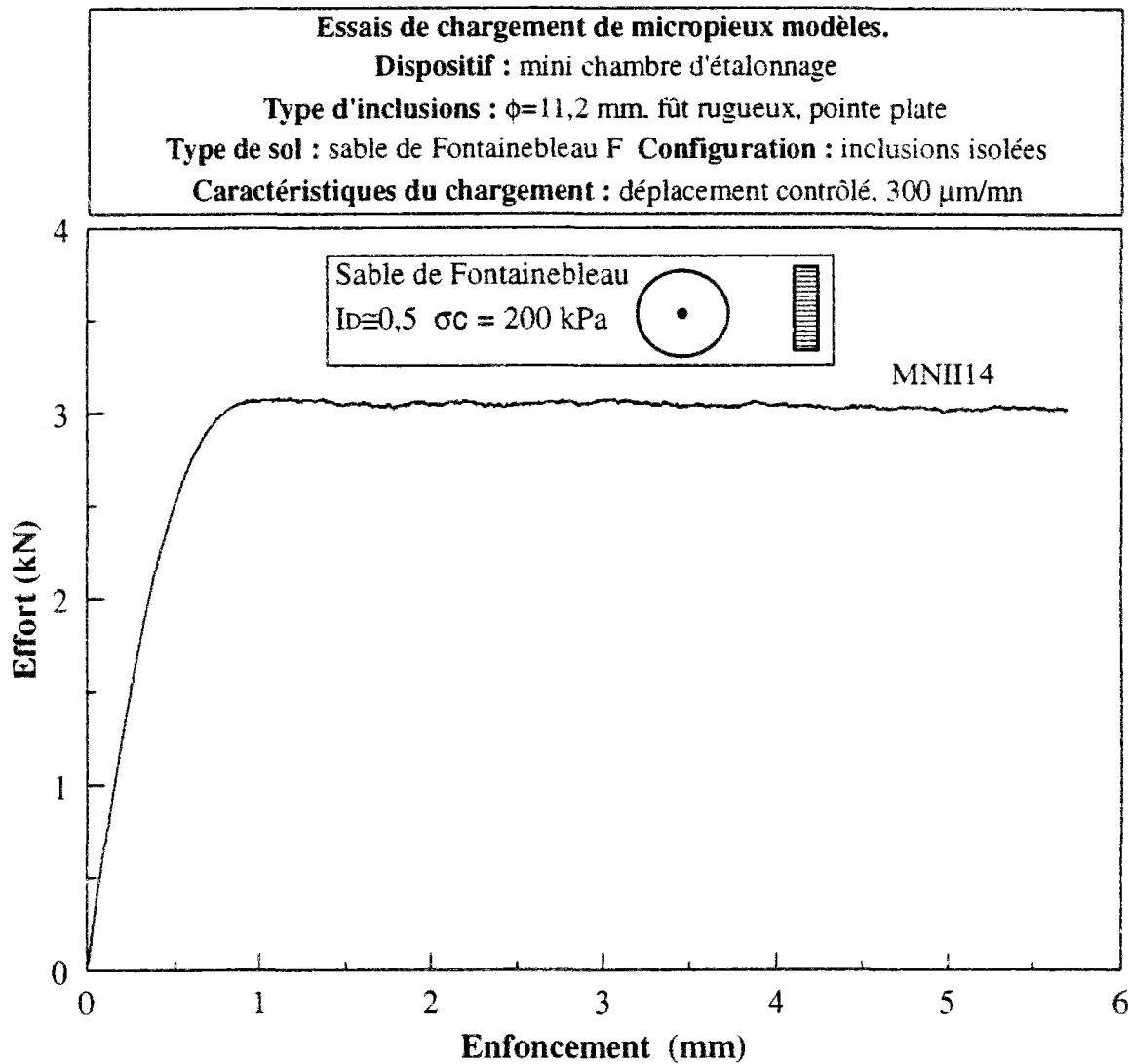
### III.3. PRESENTATION DES RESULTATS

#### III.3.1. Résultat typique

Dans ce paragraphe on présente un résultat typique d'essai de chargement sur un micropieu modèle non instrumenté. La figure III.1 montre les résultats d'un essai réalisé sur un modèle rugueux à pointe plate pour un indice de densité de 0,5 et une contrainte de consolidation de 200 kPa (Essai MNII14). La courbe de chargement globale comporte trois phases successives distinctes :

- une première phase quasi-linéaire, correspondant à une réponse de type élastique. Cette partie s'étend jusqu'à un enfoncement d'environ 0,04d (0,38 mm). La charge correspondant à cet enfoncement est alors de 70% de la charge à la rupture (3,07 kN).
- une deuxième phase où l'on observe une non-linéarité croissante rendant compte d'une irréversibilité de plus en plus grande de comportement du système.
- une troisième phase correspondant à la rupture (charge de rupture de 3,07 kN). Cette charge de rupture est atteinte pour un enfoncement relatif de 0,083d (0,944 mm), ce qui est en accord acceptable avec le critère de rupture à 0,1d d'enfoncement généralement adopté pour les fondations profondes.

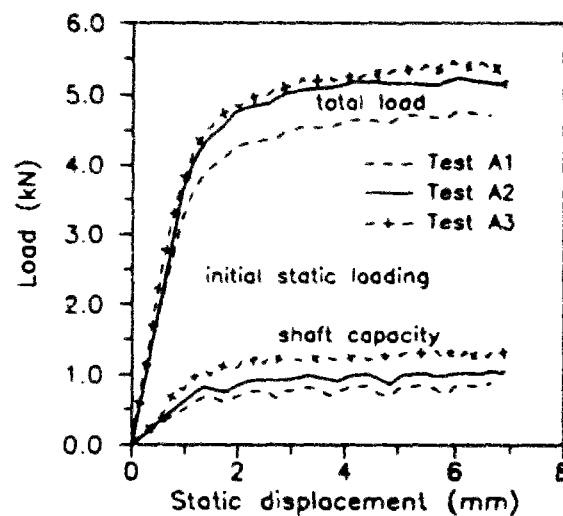
Il est intéressant de remarquer que, lorsque la rupture a été atteinte, la charge se maintient à une valeur parfaitement constante (plateau) rendant compte d'un problème stationnaire de plasticité parfaite (valeurs alors constantes de  $q_u$  et de  $q_s$ , dans un matériau homogène), la surface de frottement active n'évoluant pas avec le fonçage.



*Figure III.1 Résultat typique d'essai de chargement sur un micropieu modèle isolé en mini chambre d'étalonnage*

Si la comparaison du point de vue quantitatif est quasi impossible à ce stade, il serait intéressant de comparer qualitativement ces résultats avec d'autres travaux. Chin and Poulos (1996) ont réalisé des essais sur des modèles de 5 cm de diamètre foncés dans une cuve de 1 m de diamètre et 1,55 m de profondeur. Le matériau utilisé était un sable carbonaté reconstitué à faible densité. La figure III.2

présente les résultats des essais de chargement de ces modèles. La contrainte verticale appliquée est de 100 kPa. On peut remarquer sur la figure III.2 une allure de courbes qualitativement similaire à nos résultats, avec la phase linéaire initiale, suivie de la phase de transition à non linéarité croissante et le palier de rupture final.

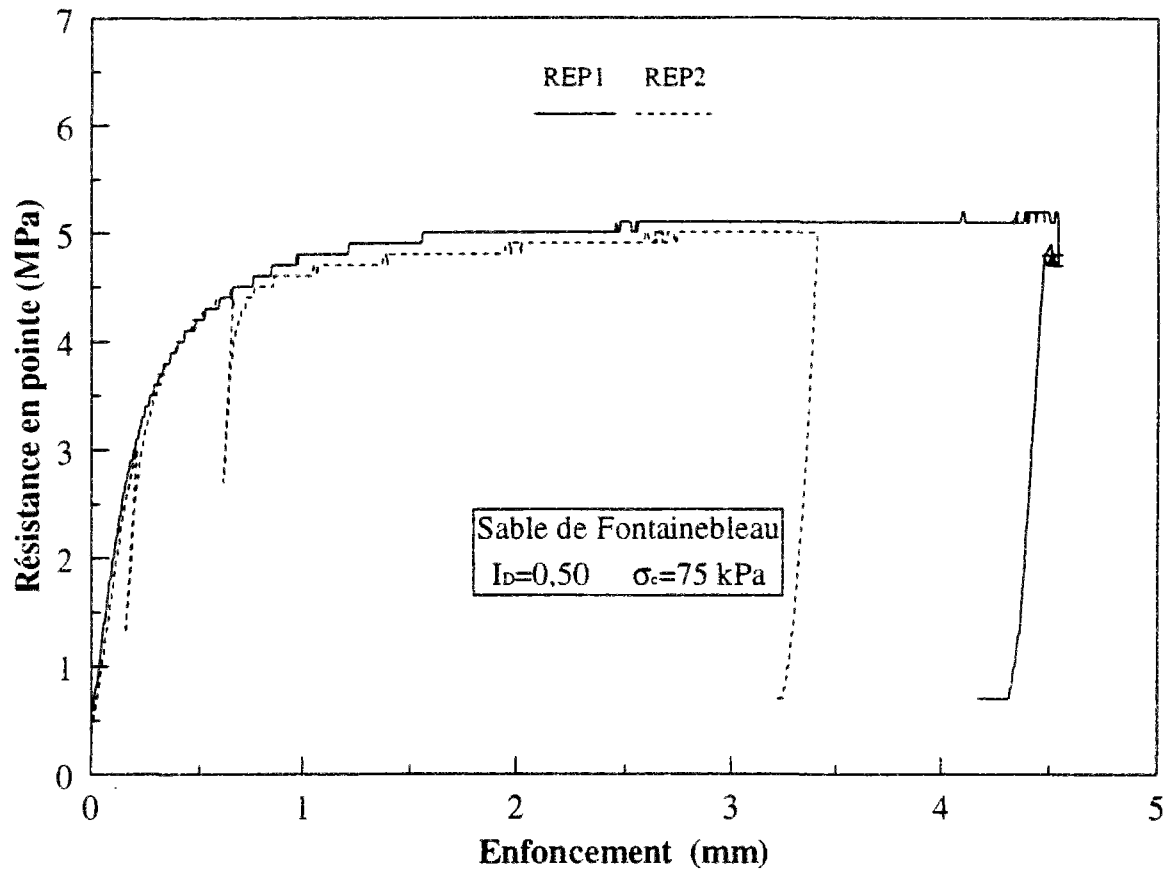


*Figure III.2 Chargement d'un modèle isolé foncé dans une cuve (Chin and Poulos, 1996)*

### III.3.2. Répétabilité des essais

On présente dans ce paragraphe les résultats d'essais réalisés pour tester la répétabilité de l'expérimentation (Tableau III.1). D'abord, on a effectué des essais sur des micropieux modèles instrumentés en pointe foncés dans un massif de sable. On a réalisé les essais suivant la procédure expérimentale présentée au paragraphe II.1.2 du chapitre II. La figure III.3 présente la comparaison entre les deux essais REP1 et REP2. On constate une bonne répétabilité des essais, avec des courbes de chargement très proches. Les mêmes constatations ont été faites sur les résultats des essais REP3 et REP4 et les résultats des essais REP5 et MNIII1. Les résultats de ces essais sont présentés sur les figures 1 et 2 de l'annexe 2.

Cette bonne répétabilité témoigne de la validité de la procédure expérimentale utilisée, et notamment du mode de préparation des massifs par pluviation, qui permet d'obtenir de manière correcte l'indice de densité désiré.



*Figure III.3 Répétabilité des essais en mini chambre d'étalonnage*

### III.3.3. Influence de la contrainte de consolidation

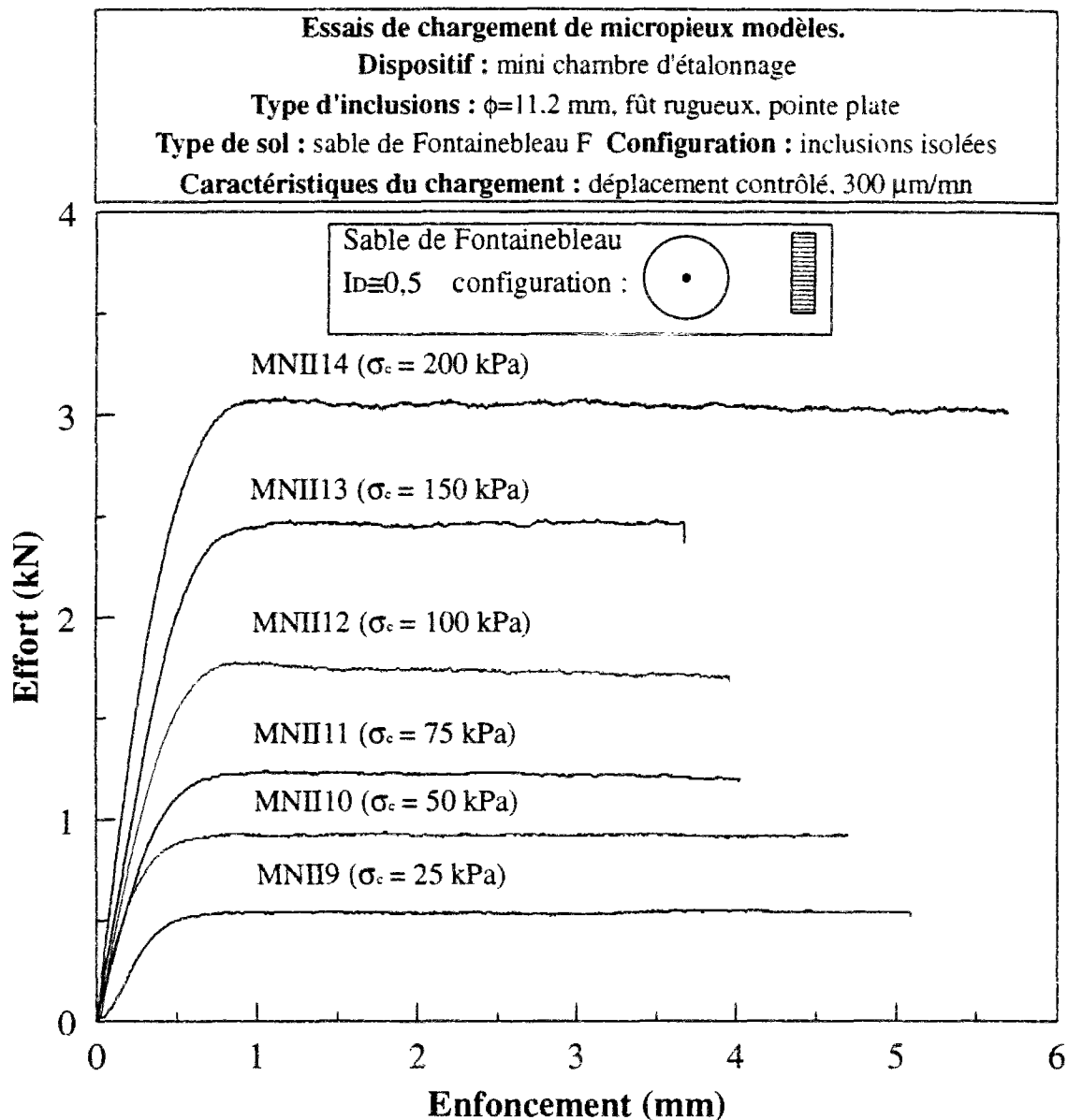
On étudie dans ce paragraphe l'influence de la contrainte de consolidation  $\sigma_c$  appliquée au massif pour un indice de densité moyen du matériau ( $I_D \approx 0,5$ ) et trois configurations de micropieux modèles :

- fût rugueux et pointe plate (figure III.4)
- fût rugueux et pointe conique (figure 3 de l'annexe 2)
- fût lisse et pointe conique (figure 4 de l'annexe 2)

Dans les trois cas, on constate une influence qualitativement similaire de  $\sigma_c$  sur l'allure des courbes de chargement qui sont toutes quasi-proportionnelles, avec un comportement initial du système d'autant plus rigide que la contrainte de consolidation est élevée, et des charges de rupture (plateau) qui augmentent fortement avec  $\sigma_c$ . La synthèse de ces essais en termes de charges de rupture est

présentée dans le paragraphe III.4, montrant en particulier une quasi-proportionalité des charges de rupture globales par rapport à la contrainte de consolidation.

Il est important de s'intéresser aux niveaux de chargement pour lesquels on quitte le régime pseudo-linéaire pour entrer dans la phase de « plastification » avec amorces de grands déplacements. En effet, on a tracé sur la plupart de nos essais une droite de pente initiale déterminée à partir d'un zoom sur nos résultats. L'intersection de cette courbe avec celle présentant le résultat expérimental est obtenu la plupart du temps aux environs de 70% de la charge enregistrée à 1/10 du diamètre.



**Figure III.4** Influence de la contrainte de consolidation du massif sur la réponse des micropieux modèles isolés : cas de l'inclusion à fût rugueux et pointe plate



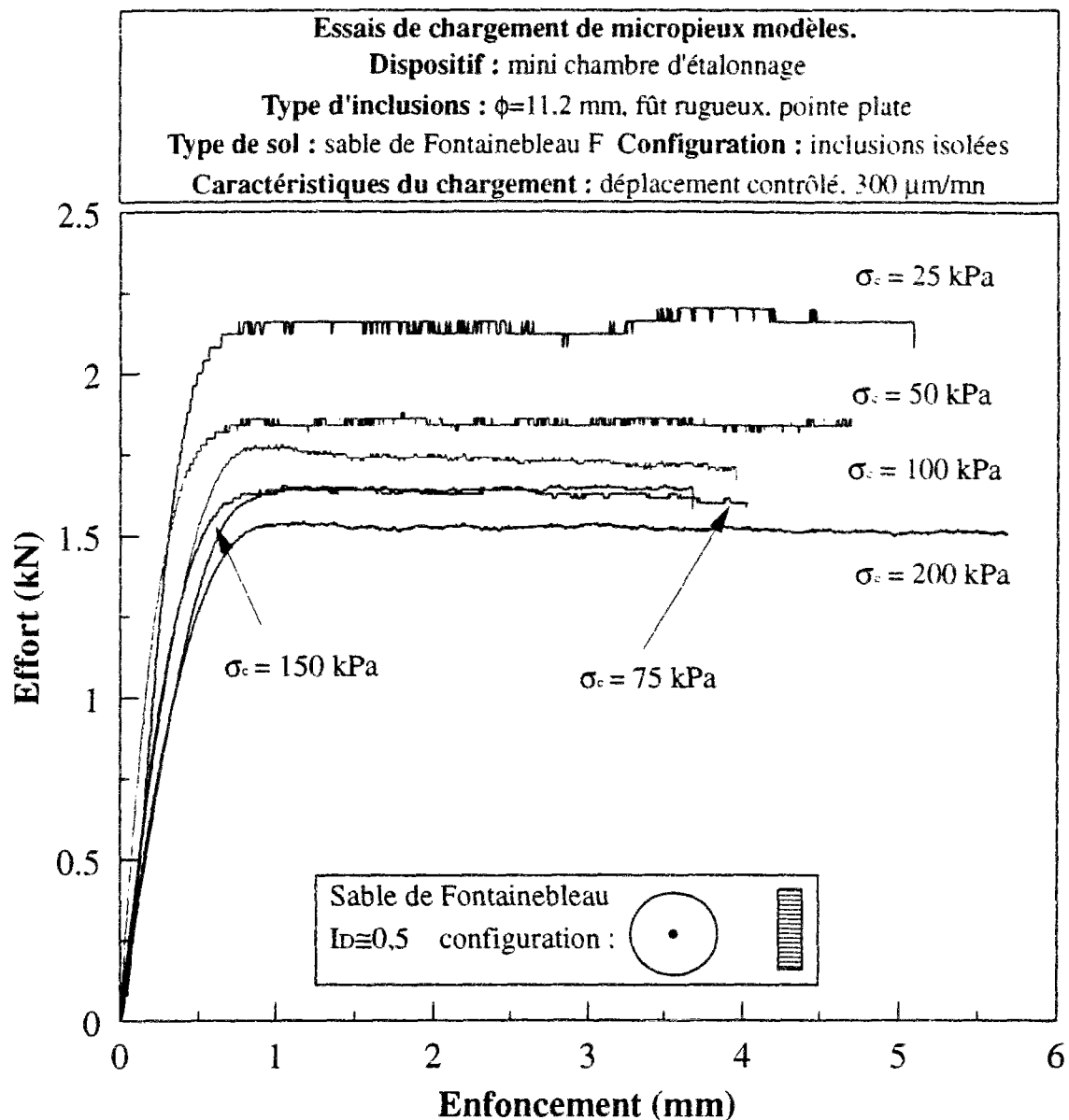
Pour la première catégorie des modèles testés (figure III.4), l'enfoncement correspondant à cette charge varie entre 2.8% de  $d$  et 3,6% de  $d$  avec une valeur moyenne de 2.9% de  $d$ . Pour la deuxième catégorie testée (figure 3 de l'annexe 2), cet enfoncement est évalué à 1.7% de  $d$  et les valeurs extrêmes sont de 1.1% de  $d$  et 2,6% de  $d$ . La valeur obtenue pour la courbe correspondant à l'essai MNII2 n'est pas prise en compte à cause de l'allure non interprétable de la première phase. La même évaluation faite pour la troisième famille d'essais a donné une valeur de 1.33% de  $d$  avec des valeurs extrêmes de 1,24% et 1,45%.

En résumé, il est important de noter que si le comportement général et qualitatif de ces modèles est bien identique, des différences quantitatives (proportionnalité  $\epsilon$  à  $\sigma_c$ ) marquent clairement les résultats essentiellement concernant la capacité portante. En charge, la limite qu'on a estimée entre une phase linéaire et une phase de non linéarité croissante est de 70% de la charge à la rupture. Par ailleurs, l'enfoncement correspondant évolue entre 1,7% de  $d$  et 2,9% de  $d$ . Cet enfoncement n'est pas très différent de celui nécessaire pour mobiliser le frottement latéral ultime (entre autres Reese 1978, De Beer 1988).

Cette notion de quasi-proportionnalité des efforts avec le niveau de consolidation nous a poussé à normaliser les courbes obtenus par rapport à une courbe prise comme référence (figure III.5). Le résultat obtenu pour l'essai MNII12 ( $\sigma_c=100$  kPa) est pris comme référence.

On a quantifié la différence existante sur les charges limites obtenues. Celle de l'essai de référence (MNII12) est de 1,76 kN. On a successivement obtenu pour les essais MNII10 ( $\sigma_c=50$  kPa) à MNII14 ( $\sigma_c=200$  kPa) les charges limites suivantes : 1,85 kN, 1,65 kN, 1,65 kN, 1,54 kN. Cette différence est respectivement de : 5,1%, 6,25%, 6,25%, 12,5%.

En ce qui concerne l'essai MNII9 ( $\sigma_c=25$  kPa), on observe une différence remarquable. La charge limite étant 2.16 kN, la différence avec la charge limite de référence est de 22.7%.



*Figure III.5 Normalisation de la réponse des micropieux modèles isolés par rapport à une courbe de référence*

### III.3.4. Influence de l'indice de densité

On présente dans ce paragraphe l'influence de l'indice de densité initial du massif sur les courbes de chargement obtenues. La contrainte de consolidation est fixée à 100 kPa. Outre l'indice de densité moyen de référence ( $I_D \approx 0,5$ ), on a sélectionné deux autres indices de densité, l'un correspondant à un état lâche ( $I_D \approx 0,36$ ) et l'autre à un état relativement dense ( $I_D \approx 0,76$ ).

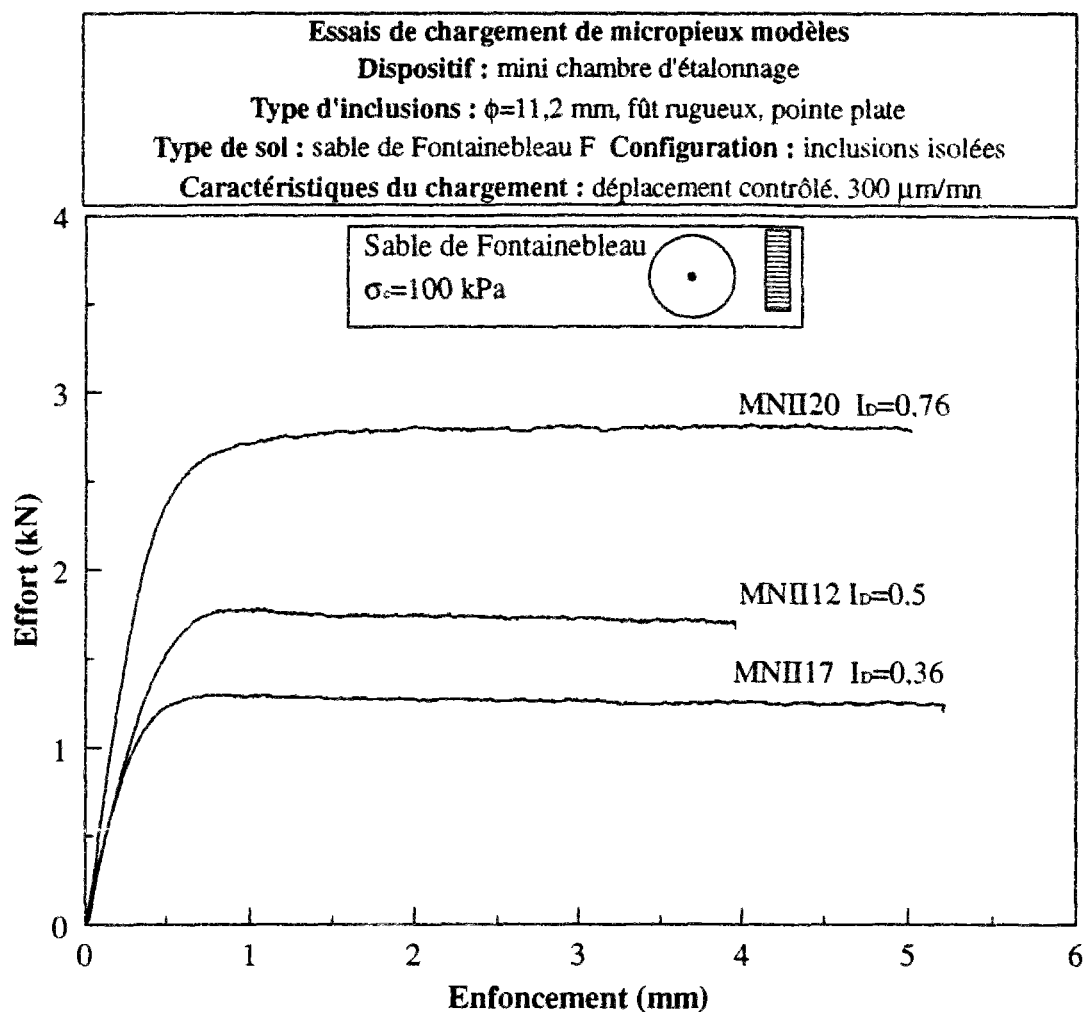
Les mêmes micropieux modèles ont été testés :

- fût rugueux et pointe plate (figure III.6)
- fût rugueux et pointe conique (figure 5 annexe2)
- fût lisse et pointe conique (figure 6 annexe 2)

Conformément à ce à quoi on pouvait s'attendre, la densité initiale du massif a, dans les trois cas, la même influence qualitative sur les courbes de chargement obtenues, avec une rigidité initiale accrue du système dans la première phase quasi-linéaire du chargement lorsque la densité augmente, ainsi que des charges à la rupture (plateaux) qui augmentent aussi avec la densité.

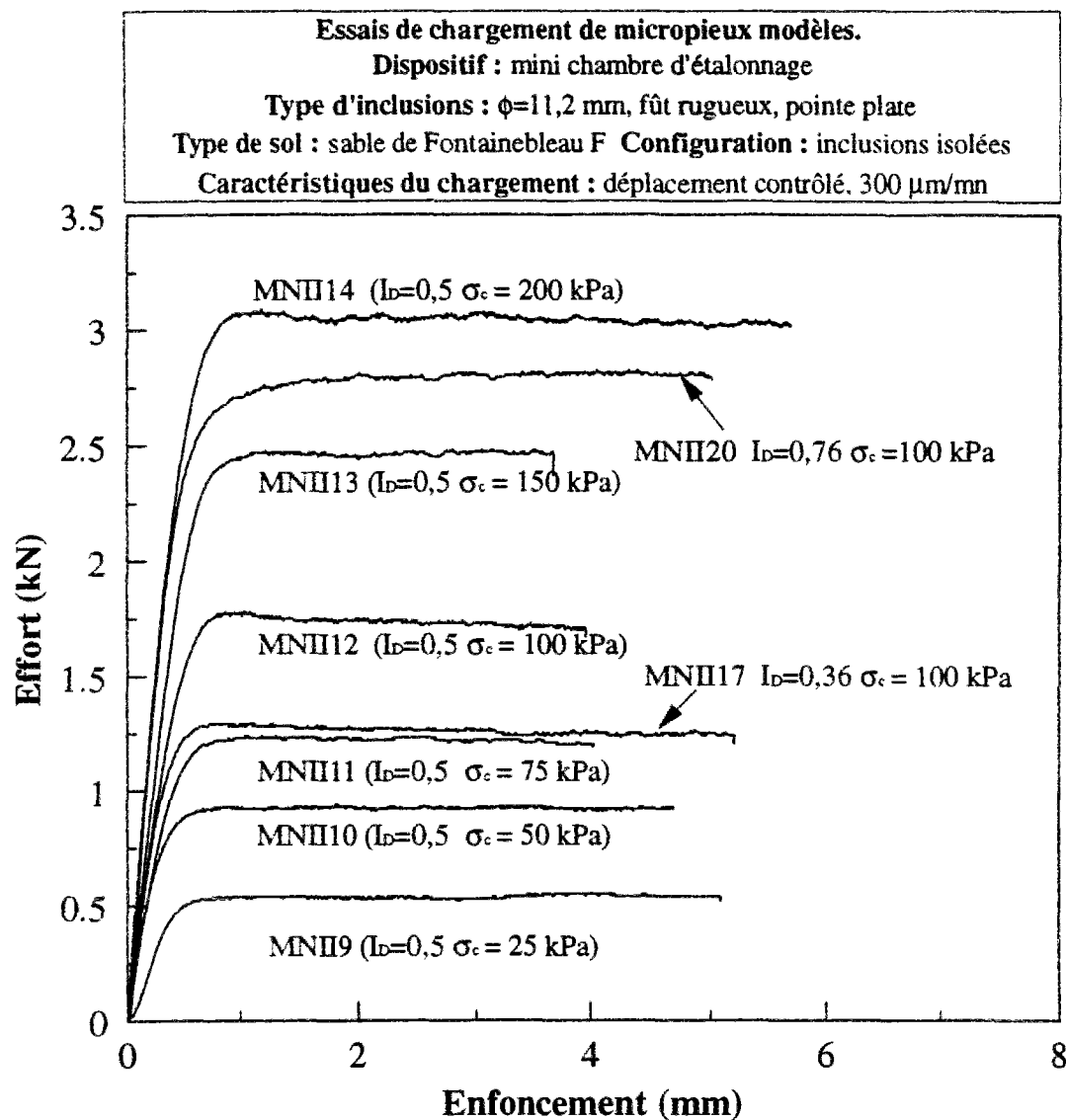
La synthèse de ces essais en termes de charges de rupture sera présentée dans le paragraphe III.4.2. Ici, aussi on estime à 70% la charge pseudocritique annonçant les grands déplacements. L'évaluation en moyenne du déplacement correspondant à cette charge a donné des valeurs qui sont très proches de l'estimation faite au paragraphe précédent. Pour les modèles à fût rugueux et pointe plate, cette valeur est estimée à 2,8% de d. Pour les modèles à fût rugueux et pointe conique cette valeur est de 1,9% de d. Les modèles lisses présentent toujours les plus faibles valeurs à savoir 1,5% de d. Il est important de noter que l'on a systématiquement trouvé les valeurs les plus faibles du déplacement critique dans les essais les plus lâches.

D'un autre côté, on peut constater la similarité entre les courbes présentées sur la figure III.4 et celles présentées sur la figure III.6. Du point de vue comportement mécanique des fondations profondes, une augmentation de la contrainte de consolidation produit un effet similaire à une augmentation de l'indice de densité malgré un comportement rhéologique du massif de sable différent autour de l'inclusion. La figure III.7 présente une combinaison des résultats présentés sur les figures III.4 et III.6. L'évolution de la charge avec l'enfoncement du modèle pour l'essai MNII17 ( $I_D=0,36$  et  $\sigma_c=100$  kPa) est très similaire à celle enregistrée dans l'essai MNII11 ( $I_D=0,5$  et  $\sigma_c=75$  kPa). Quant à l'essai MNII20 ( $I_D=0,76$  et  $\sigma_c=100$  kPa), il est probablement extrapolable pour un essai à un indice de densité de 0,5 et un niveau de consolidation de 175 kPa.



**Figure III.6 Influence de l'indice de densité initial du massif sur la réponse des micropieux modèles isolés : cas de l'inclusion à fût rugueux et pointe plate**

Il est impératif de signaler que les résultats obtenus pour les massifs denses sont probablement affectés par l'effet de l'application d'une contrainte constante au bord. Les charges limites obtenues doivent être considérées avec précaution.

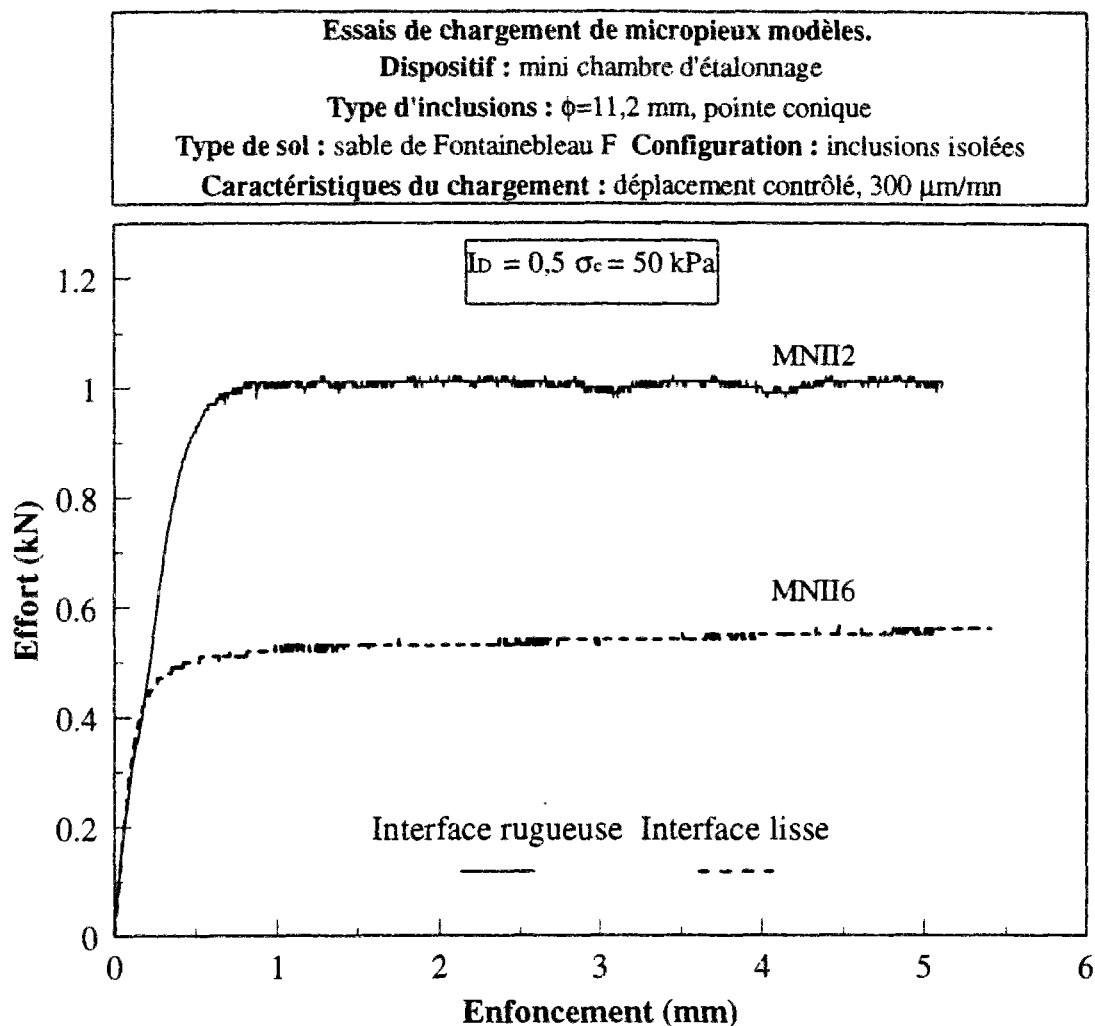


**Figure III.7** Courbes charge-enfoncement d'une inclusion à fût rugueux et pointe plate : différents indices de densité et contraintes de consolidation

### III.3.5. Influence de la rugosité du fût

Dans ce paragraphe on va présenter une comparaison typique entre les résultats obtenus sur les micropieux rugueux et les micropieux lisse. La figure III.8 montre une comparaison entre deux courbes de chargement obtenues pour un modèle « parfaitement » lisse et un modèle « parfaitement » rugueux, dans le cas de l'indice de densité moyen ( $I_D = 0,5$ ) et d'une contrainte de consolidation de 50 kPa. Les résultats obtenus montrent donc l'influence très significative de la rugosité du fût sur la charge limite, qui est beaucoup plus élevée pour le fût rugueux que pour le fût lisse. On observe pratiquement un doublement de la charge globale à

la rupture. Cette augmentation est directement liée au frottement latéral qui est plus important pour une surface rugueuse que pour une surface lisse. Ceci rejoint les résultats de plusieurs travaux antérieurs (paragraphe I.2.2.3 du chap. I) et récents (Tejchman et Wu 1995) et sont en bon accord avec les travaux de Schlosser et Guilloux (1981).



**Figure III.8 Influence de la rugosité du fût sur la réponse des micropieux modèles**

Rowe (1962) explique que le frottement interne dans un massif de sol est gouverné par trois facteurs : le frottement intergranulaire, le réarrangement des grains et la dilatance. Schlosser et Guilloux (1981) font l'hypothèse que ces mécanismes gouvernent aussi le frottement sol-inclusion et que, pour une surface lisse, le nombre et le volume des grains mis en déplacement lors du mouvement sont plus faibles que lorsque la surface est rugueuse. La part du frottement provenant du réarrangement et de la dilatance est diminuée.

Sur la figure III.8, on remarque par ailleurs que les rigidités initiales sont quasiment les mêmes pour les deux cas.

La synthèse de l'influence de la rugosité en termes de charges globales limites et en termes de frottement latéral limite sera présentée dans les paragraphes III.4 et III.6.

### III.3.6 Influence de la forme de la pointe

Les figures III.9 et III.10 montrent des comparaisons de courbes de chargement mettant en évidence l'effet de la forme de la pointe sur la mobilisation de la charge globale en fonction de l'enfoncement du modèle. On a remarqué que l'influence de la forme de la pointe dépend fortement du niveau de consolidation.

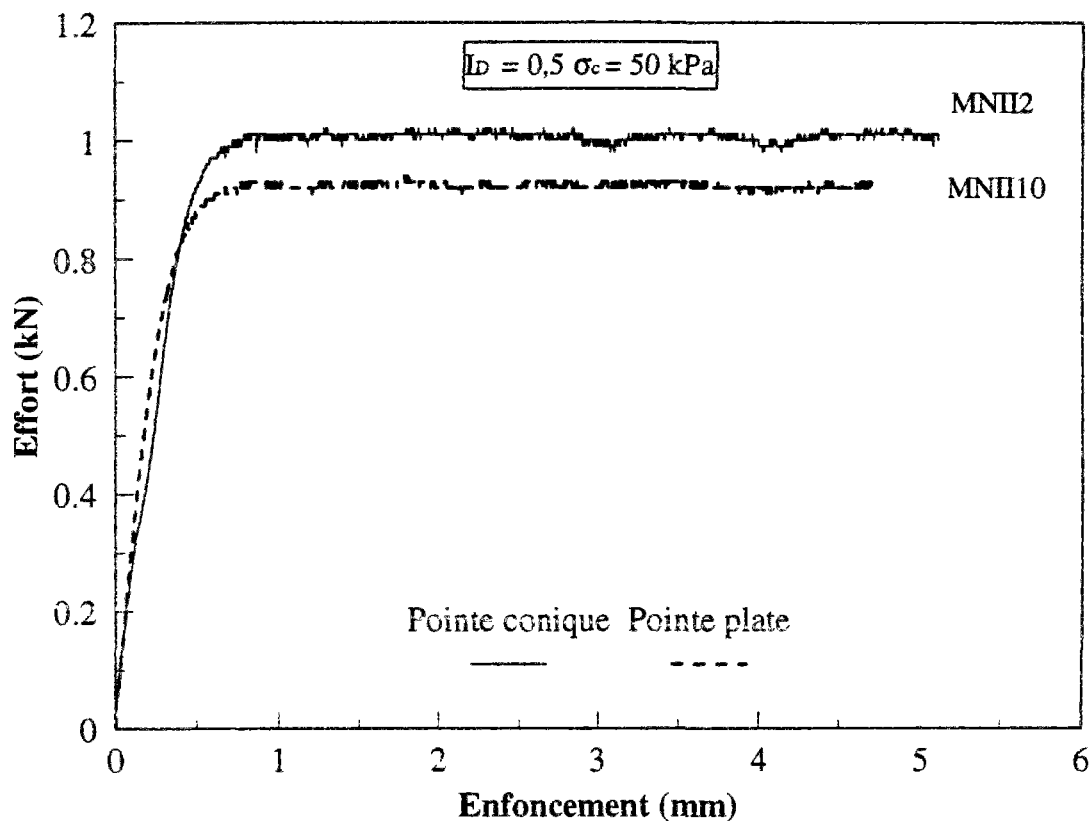
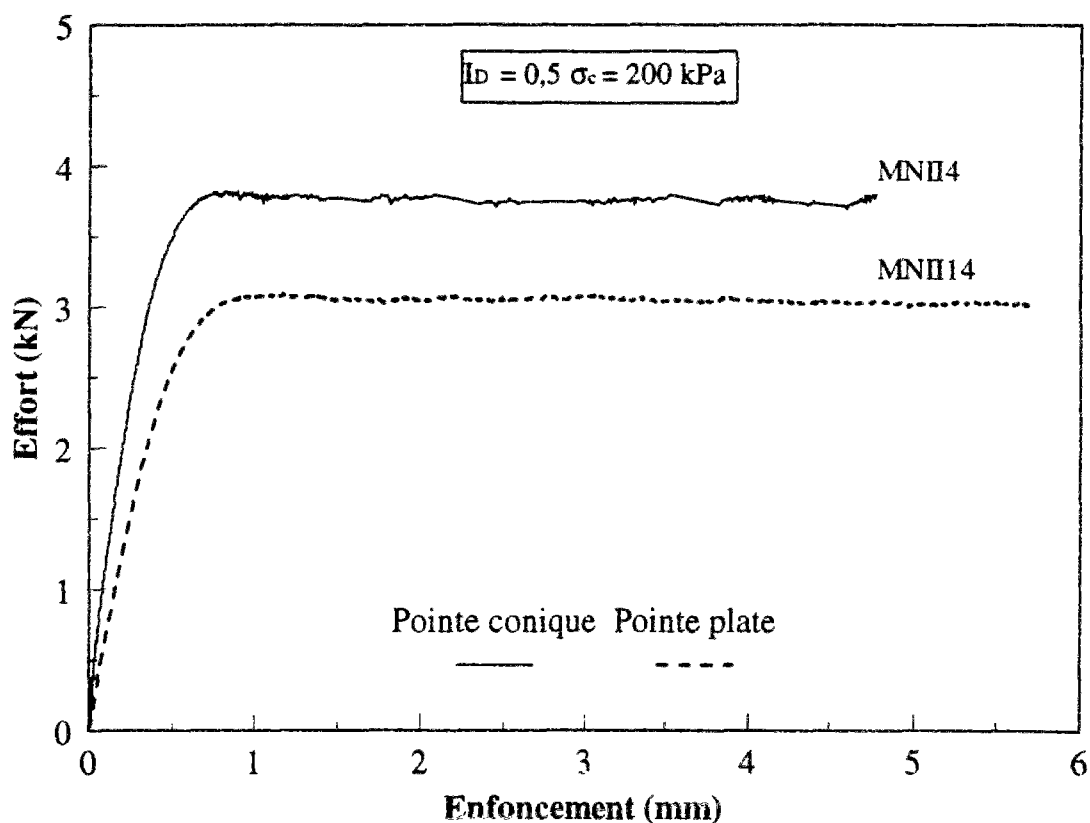


Figure III.9 Influence de la forme de la pointe ; contrainte de consolidation 50 kPa

L'effet de la forme de la pointe sur la charge globale est de l'ordre de 8% pour les essais présentés sur la figure III.9 (niveau de consolidation 50 kPa). Il est de l'ordre de 23% pour une contrainte de consolidation de 200 kPa (figure III.10).



**Figure III.10 Influence de la forme de la pointe ; contrainte de consolidation 200 kPa**

Il est important de signaler que l'on a trouvé, dans la plupart des comparaisons faites, que les modèles à pointe conique ont une capacité portante supérieure ou égale à celle des modèles à pointe plate. La différence est d'autant plus importante que le niveau de consolidation augmente. Toutefois, il sera important de vérifier si cette différence provient uniquement de valeurs de résistance en pointe différentes ou résulte aussi en partie d'un frottement latéral différent, celui-ci pouvant être affecté par la forme de la pointe. A l'aide d'un modèle instrumenté en pointe (cf. paragraphe III.5), on pourra faire des observations plus fiables concernant l'effet de la forme de la pointe.

#### **III.4. SYNTHÈSE DES ESSAIS EN TERME DE CHARGE LIMITE**

On présente dans ce paragraphe une synthèse des résultats d'essais réalisés sur modèles isolés non instrumentés en terme de charge limite, en mettant en évidence l'influence combinée des



différents paramètres d'essai (niveau de consolidation, caractéristiques du modèle et indice de densité).

#### **III.4.1. Influence de la contrainte de consolidation**

La figure III.11 montre l'évolution de la charge limite en fonction de la contrainte de consolidation, paramétrée par les caractéristiques des modèles (trois types de modèles différents). On constate, pour les trois types d'inclusions, une évolution quasi-linéaire de la charge de rupture (évaluée pour un enfoncement égal à  $d/10$  et correspondant aussi au plateau) avec la contrainte de consolidation, et l'on met en évidence de manière claire l'influence des caractéristiques de l'inclusion (forme de la pointe et rugosité du fût) sur les charges limites obtenues ; les charges limites les plus fortes étant, de manière générale, obtenues pour la pointe conique et le fût rugueux. Le taux d'augmentation de la charge limite en fonction des caractéristiques du modèle est cependant variable avec le niveau de consolidation.

A partir de la figure III.12 on peut faire les remarques suivantes :

- En ce qui concerne la forme de la pointe, celle-ci ne semble pas avoir d'influence significative à faible consolidation. En effet, pour les essais réalisés à 25 et 50 kPa, la charge à la rupture ne semble pas varier avec la forme de la pointe. Pour des contraintes de consolidation plus élevées, on remarque une différence plus sensible qui croît jusqu'à 23% d'augmentation pour une contrainte de consolidation de 200 kPa. Cette influence variable de la forme de la pointe doit trouver une explication dans les schémas de rupture existant autour de la pointe. L'allure de la courbe montre une tendance à stabilisation. Par ailleurs, l'étude qui sera présentée dans le paragraphe III.5 permet de clarifier l'effet de la forme de la pointe, et de déterminer si cette différence provient uniquement d'une augmentation de la résistance en pointe due à la forme de la pointe ou si la forme de la pointe a aussi un effet induit sur la valeur du frottement mobilisé le long du fût, au voisinage de la pointe.
- En ce qui concerne la rugosité du fût, le taux d'augmentation de la charge limite pour le fût rugueux par rapport au fût lisse dépasse 100% à une contrainte de consolidation de 100 kPa.

La décroissance observée à 200 kPa n'est pas forcément significative et on pourrait s'attendre à une stabilisation du taux d'augmentation de la charge.

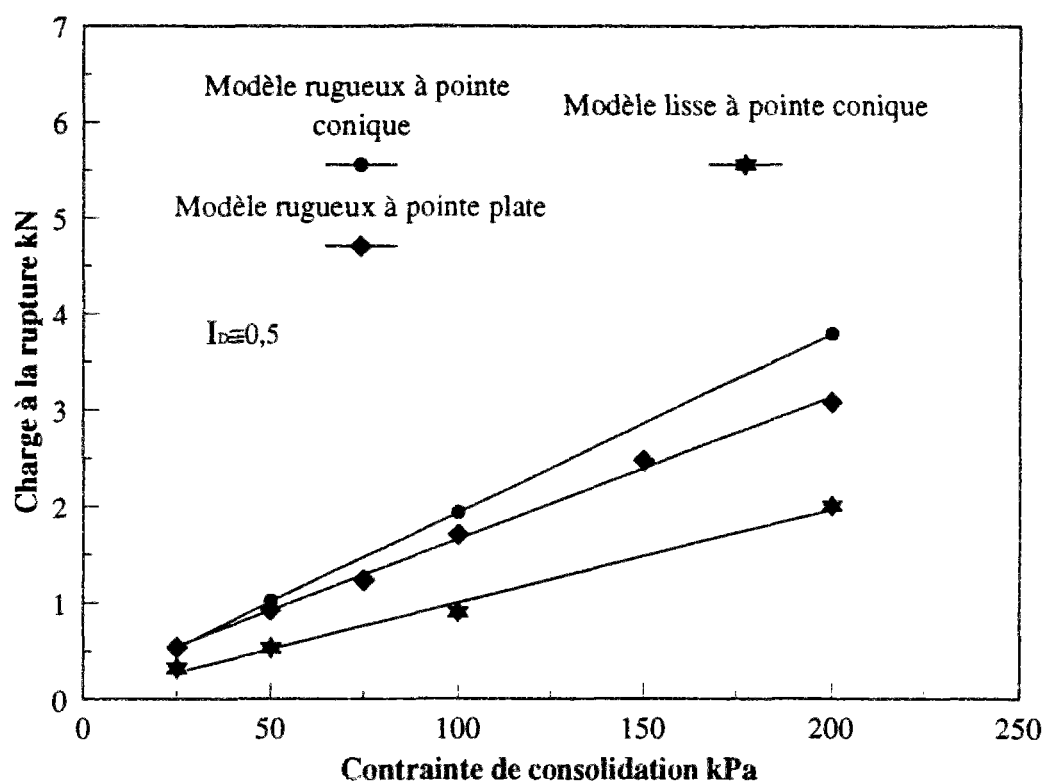


Figure III.11 Evolution des charges de rupture pour les trois types de modèles en fonction de la contrainte de consolidation

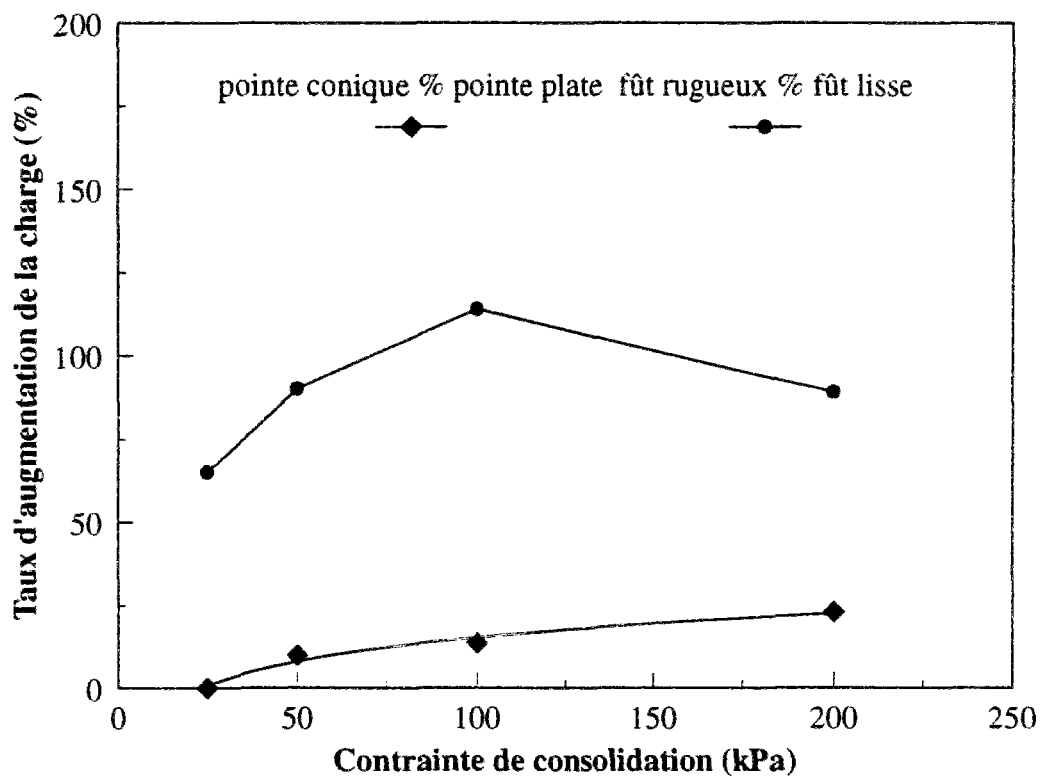


Figure III.12 Taux d'augmentation des charges limites en fonction de la contrainte de consolidation

### **III.4.2. Influence de l'indice de densité**

La figure III.13 montre l'influence de l'indice de densité initial du sable sur les charges limites obtenues, paramétrée par le type de modèle, ceci pour un niveau de consolidation de 100 kPa. On constate, là-aussi, une évolution quasi-linéaire de la charge limite avec l'augmentation de la densité pour les trois types de modèles. En ce qui concerne l'effet de la rugosité, on retrouve aussi la supériorité en terme de charge limite du pieu rugueux par rapport au pieu lisse pour les différents indices de densité étudiés. Cependant, on constate une diminution de l'influence de la rugosité lorsque la densité augmente. En effet, la figure III.14 montre que le taux d'augmentation de la charge est une fonction décroissante de l'indice de densité (130%, 115% et 53%).

L'influence de la forme de la pointe sur la charge limite pour le pieu rugueux est moins claire et pour un indice de densité initial de 0,76, le modèle à pointe plate présente une capacité portante légèrement supérieure à celle obtenue pour le modèle à pointe conique. A la lumière de nos résultats, il semblerait que l'apparition d'un possible effet de la forme de la pointe dépende davantage du niveau de consolidation que de l'indice de densité.

On reviendra sur ces différentes observations au cours de l'interprétation des résistances unitaires découplées en pointe et sur le fût.

### **III.5. ESSAIS SUR MODELE AVEC POINTE INSTRUMENTEE (MINI-PENETROMETRE)**

Au cours de la présentation des résultats (paragraphe III.3), ainsi qu'au cours de la synthèse en termes de charge limite (paragraphe III.4), on a vu qu'il était important de pouvoir découpler la résistance en pointe et le frottement latéral pour pouvoir mieux interpréter les différents résultats obtenus en terme de charges globales. Dans cette optique, on a réalisé une campagne d'essais (tableau III.3) avec un modèle instrumenté en pointe (type mini-pénétromètre), dont les caractéristiques géométriques sont analogues aux micropieux modèles non instrumentés. La procédure utilisée pour ces essais a été la même que pour les modèles non instrumentés (installation et chargement). La pointe de ce mini-pénétromètre est équipée d'un capteur de

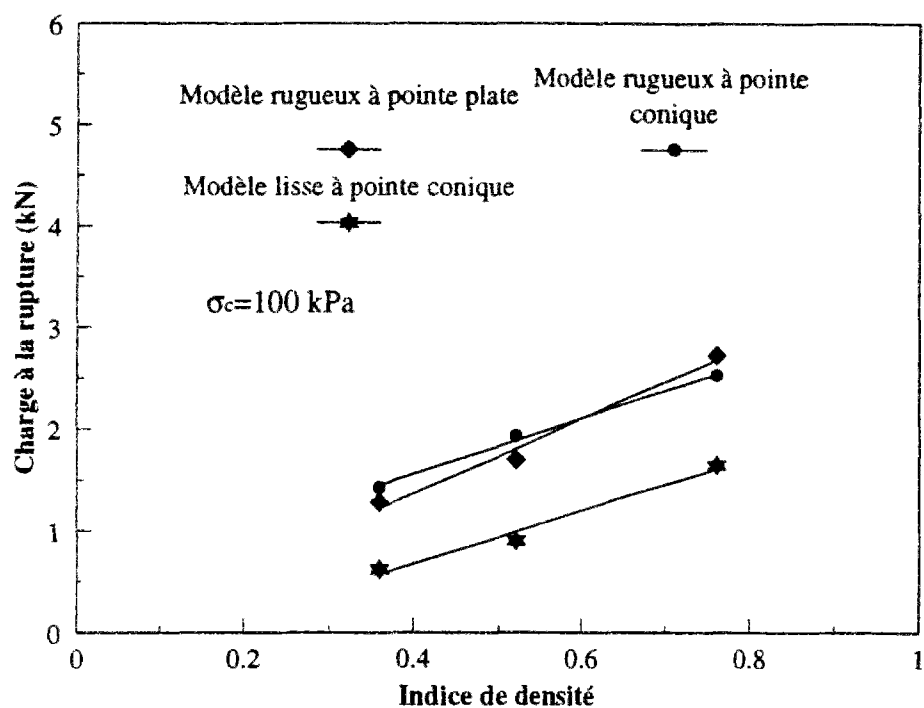


Figure III.13 Evolution des charges de rupture en fonction de l'indice de densité pour les trois types de modèles

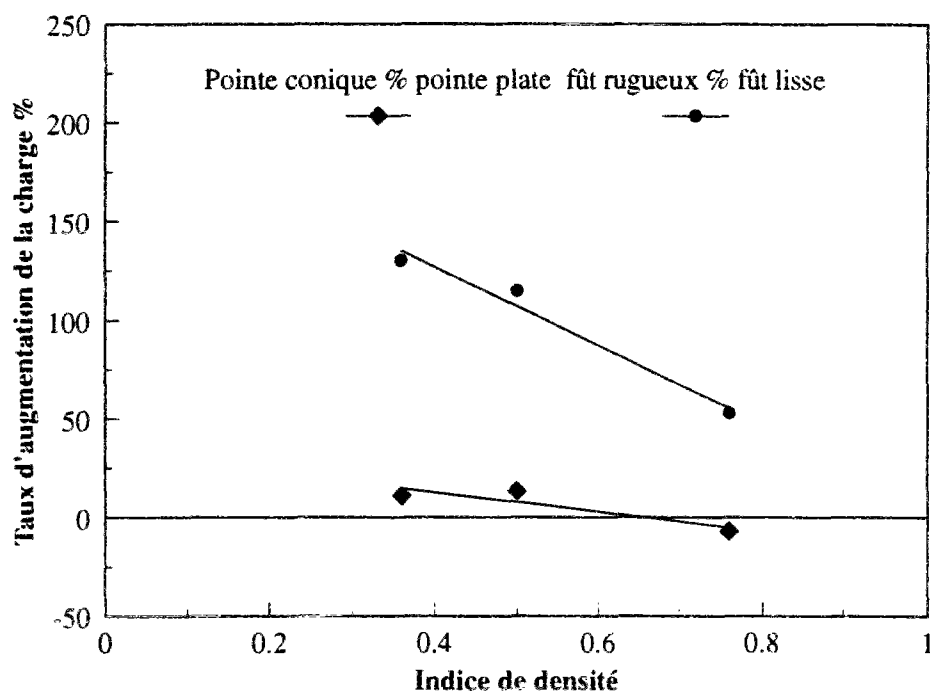


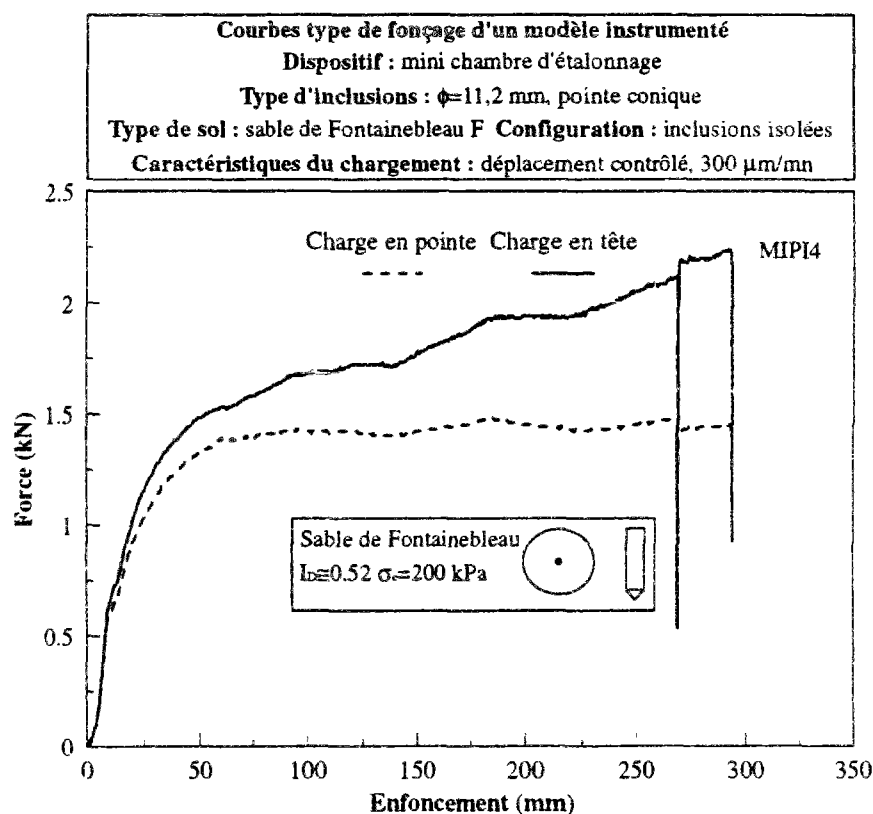
Figure III.14 Taux d'augmentation des charges limites en fonction de l'indice de densité

force d'une capacité de 10 kN ainsi que d'un capteur de pression interstitielle non utilisé pour ces expérimentations.

On présente tout d'abord ci-dessous un résultat typique obtenu au cours de l'installation par fonçage de la sonde et on passe ensuite à la synthèse de ces essais en terme de résistance en pointe limite. Puis, par différence avec les charges globales (essais du tableau III.2) on donne une évaluation du frottement latéral limite moyen le long du fût de 20 cm de longueur. L'étude des courbes de mobilisation de la résistance en pointe enregistrées au cours du chargement de ces modèles seront présentées et interprétées dans le chapitre V de ce mémoire.

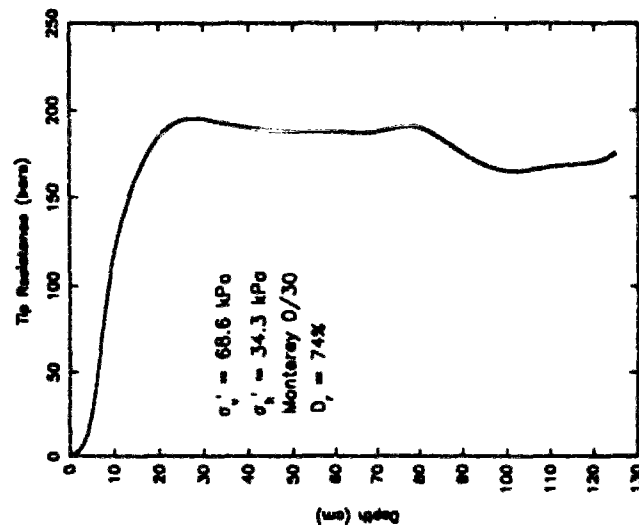
### III.5.1. Mesures typiques réalisés en cours d'installation

On présente sur la figure III.15 la courbe d'évolution de la charge globale en tête et de la charge en pointe enregistrées au cours du fonçage du modèle à pointe conique dans un massif de sable à un indice de densité 0,5 et sous une contrainte de consolidation de 200 kPa (essai MIP14).



**Figure III.15 Evolution de la charge en tête et en pointe lors de l'installation par fonçage du modèle instrumenté**

Au début du fonçage, les deux efforts se mobilisent en même temps. La charge en pointe atteint une valeur limite au bout de quelques centimètres d'enfoncement. Des observations similaires ont été faites par ailleurs, (Houlsby and Hitchman, 1988). Par contre, la charge globale continue à croître de manière quasi-linéaire, rendant compte de l'accroissement de la surface frottante de l'inclusion dans le massif. La stabilisation de la charge en pointe rend compte d'une bonne homogénéité du massif et du caractère stationnaire du processus de fonçage. La technique qui consiste à utiliser les courbes de fonçage pour tester l'homogénéité d'un massif a été utilisée par ailleurs et des résultats similaires ont été obtenus comme on peut par exemple le constater sur la figure III.16 tirée des travaux de Brandon and Clough (1991). Conformément à ce qu'on a trouvé, excepté la première partie linéaire de la courbe où la résistance en pointe est influencée par l'embase supérieure (Brandon and Clough, 1991), la résistance en pointe reste pratiquement constante au cours de l'enfoncement.

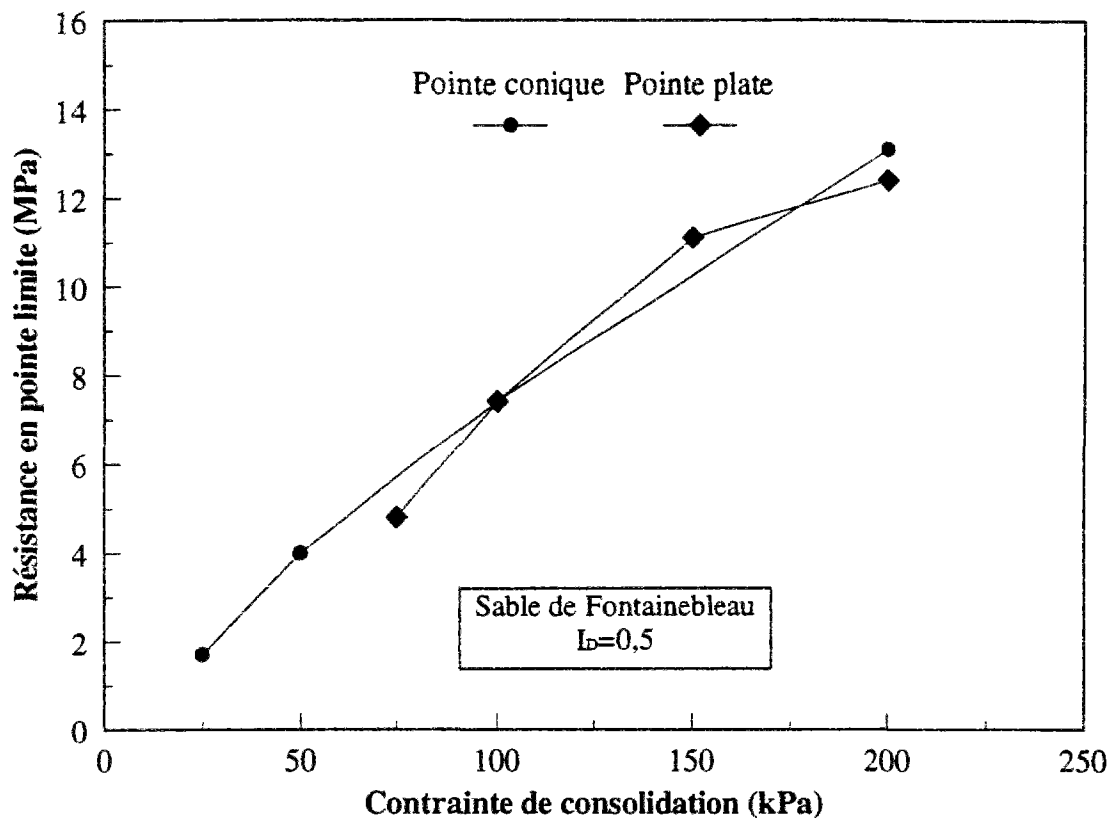


**Figure III.16** Enfoncement d'un pénétromètre en chambre d'étalonnage (Brandon and Clough, 1991)

### III.5.2. Résistance en pointe limite pour l'inclusion isolée

#### III.5.2.1. Influence de la contrainte de consolidation sur la résistance en pointe limite

La figure III.17 permet de mettre en évidence l'influence de la contrainte de consolidation sur les valeurs de la résistance en pointe mesurées au cours des différents essais réalisés dans un massif d'indice de densité égal à 0,5 et pour les deux formes de pointes déjà utilisées. Ces valeurs limites ont été évaluées pour un enfoncement correspondant à 1/10 du diamètre.



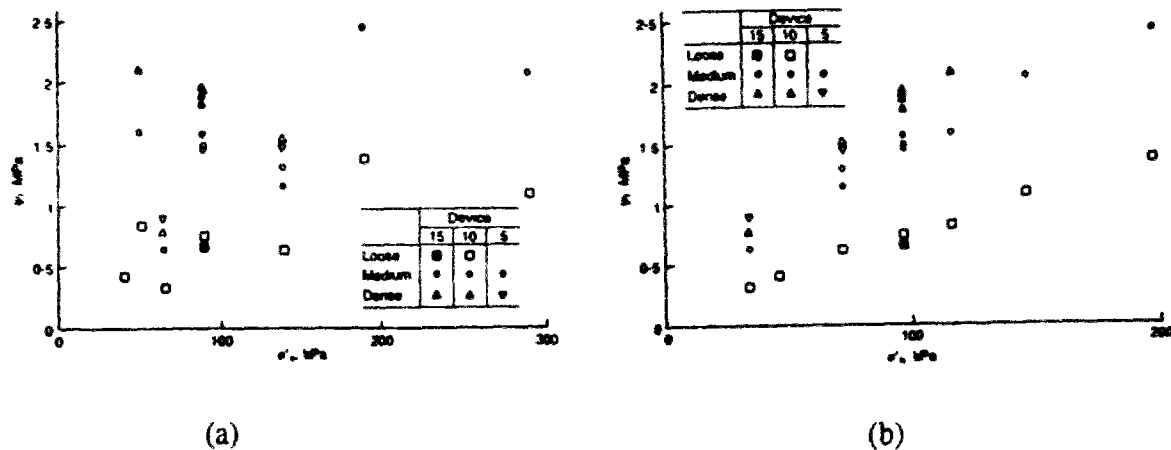
**Figure III.17** Influence de la contrainte de consolidation sur la résistance en pointe limite mobilisée

On constate une influence significative de ce paramètre sur les valeurs de  $q_u$  mesurées, avec une quasi-proportionalité de  $q_u$  par rapport à  $\sigma_c$ . Il est important, à ce stade du travail, de comparer ces évolutions avec des travaux réalisés par ailleurs. La comparaison sera faite aux niveaux qualitatif et quantitatif.

On va tout d'abord comparer ces valeurs limites avec les recommandations des règles techniques basées sur les travaux de Bustamante et Gianselli (1981) et (1987). Les valeurs limites sont déterminées à partir d'abaques reliant ces dernières aux pressions limites pressiométriques.

Nous ne possédons pas pour nos essais de valeurs de pression limite mesurées directement. Pour cette raison on ne peut pas prétendre faire de comparaison tout à fait précise mais on peut faire une première évaluation à partir de résultats obtenus par ailleurs. On utilise les résultats de Pello *et al.* (1995) qui ont déterminé la pression limite pressiométrique du sable

de Fontainebleau reconstitué à une densité de 0,57. Ils ont trouvé une pression limite de 0,56 MPa pour une profondeur de 6 m. Par ailleurs, les résultats de Schnaid and Houlsby (1992) ont montré (figure III.18) que la pression limite  $p_l$  dépend essentiellement de la contrainte horizontale et que l'on peut admettre une évolution quasi-linéaire de  $p_l$  avec la contrainte horizontale dans le cas de sables lâches à moyennement denses dans le domaine des contraintes testées ( $\leq 200$  kPa).



**Figure III.18 Evolution de la pression limite : (a) avec la contrainte verticale ; (b) avec la contrainte horizontale (d'après Schnaid and Houlsby, 1992)**

On a extrapolé la valeur déterminée par Pello *et al.* (1995) pour notre application et l'on utilisera 0,39, 0,78, 1,58 et 3,12 MPa pour 25, 50, 100 et 200 kPa respectivement. La comparaison avec les résultats obtenus pour le modèle à pointe conique est présentée sur la figure III.19.

On constate une nette différence entre nos résultats et les recommandations du fascicule 62 basées sur les règles pressiométriques. Vu les nombreuses hypothèses que l'on a faites il serait prématuré d'en tirer des conclusions sur une possible sous-estimation des règles pressiométriques pour l'évaluation de la résistance en pointe limite. On peut cependant signaler que les résultats de Mokrani (1991) vont dans le sens de nos résultats comme le montre la figure III.20.

On peut se demander pourquoi l'on n'a pas trouvé d'incurvation dans la courbe d'évolution de



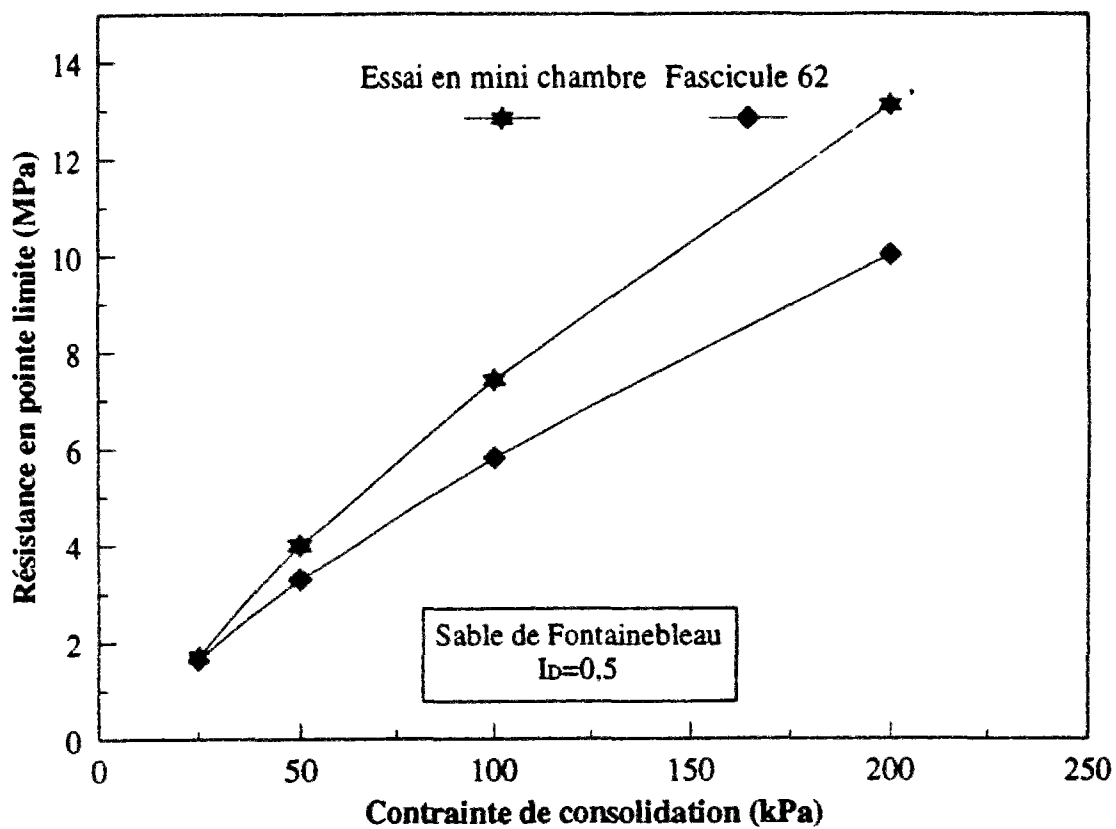


Figure III.19 Comparaison avec les règles pressiométriques du fascicule 62

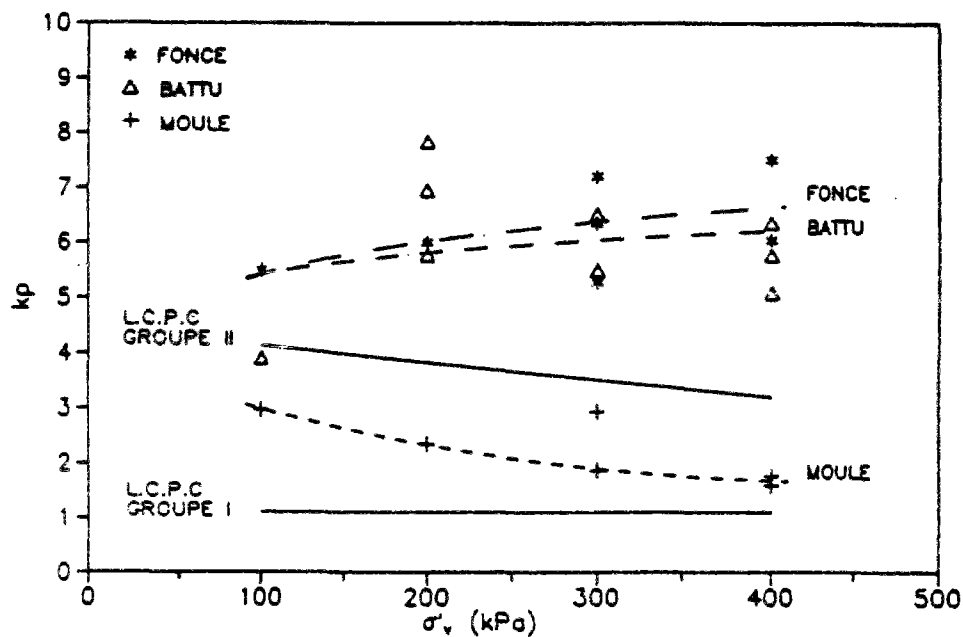


Figure III.20 Comparaison des valeurs  $K_p$  recommandées par les règles pressiométriques avec les valeurs issues des essais en chambre d'étalonnage (Mokrani, 1991)

la résistance en pointe en fonction de la contrainte appliquée (entre autres Schmertmann (1976) cité par Robertson and Campanella (1983), Baldi *et al.* 1982). Ceci est probablement dû au fait que la plage de contraintes utilisée dans nos essais est limitée à 200 kPa.

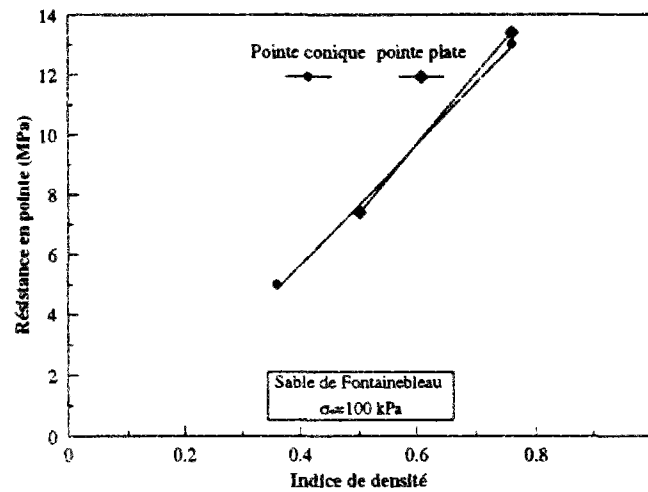
La forme de la pointe n'apparaît pas avoir d'influence significative sur la résistance en pointe (figure III.17). On rappelle que la charge globale que l'on a mesurée sur les modèles non instrumentés dépend de manière significative de la forme de la pointe pour le niveau de contrainte de 200 kPa, avec une supériorité de la pointe conique. La différence enregistrée dans les valeurs mesurées sous cette contrainte (13,1 et 12,4 MPa, correspondant à une différence d'effort de 0,07 kN) n'est pas significative de la différence observée sur la charge globale (0,71 kN). A la lumière de ces résultats, on peut noter les éléments suivants :

- La forme de la pointe n'a pas d'influence notable (dans le domaine de contrainte testée) sur la résistance en pointe limite mobilisée
- Le frottement latéral mobilisé à proximité de la pointe dépend de la forme de la pointe. Dans le cas de pieux à pointe conique, on s'attend à mobiliser à proximité de la pointe un frottement latéral supérieur à celui mobilisé dans le cas des pieux à pointe plate. Ceci est en accord avec les résultats de Sid Ahmed (1989).

#### **III.5.2.2. Influence de l'indice de densité sur la résistance en pointe limite**

L'influence de l'indice de densité sur les valeurs de  $q_u$  mesurées au cours des essais sur des modèles foncés dans un massif de sable ( $\sigma_c=100$  kPa) est mise en évidence sur la figure III.21. On constate, là-aussi, une influence significative de ce paramètre sur les mesures réalisées, avec une évolution quasi-linéaire de  $q_u$  avec  $I_D$ .

La forme de la pointe ne semble pas, là non plus, avoir d'influence significative.



**Figure III.21 Influence de l'indice de densité sur la résistance en pointe limite**

### III.6. EVALUATION DU FROTTEMENT LATERAL LIMITE

Après avoir réalisé les essais avec un modèle instrumenté en pointe et avoir obtenu les résultats présentés ci-dessus, le frottement latéral limite moyen a pu être évalué par différence entre les charges limites globales obtenues sur les micropieux modèles (essais du tableau III.2) et les valeurs de  $Q_u$  correspondantes mesurées au mini-pénétromètre pour les mêmes conditions (essais des tableaux III.1 et III.3) initiales de massif. Ce type d'évaluation constitue donc une première approche entâchée d'un certain pourcentage d'erreur (il serait préférable de mesurer simultanément  $q_u$  et  $q_s$  au cours d'un même essai), mais elle doit quand même déjà permettre d'obtenir un ordre de grandeur raisonnable du frottement latéral moyen limite mobilisable le long du fût.

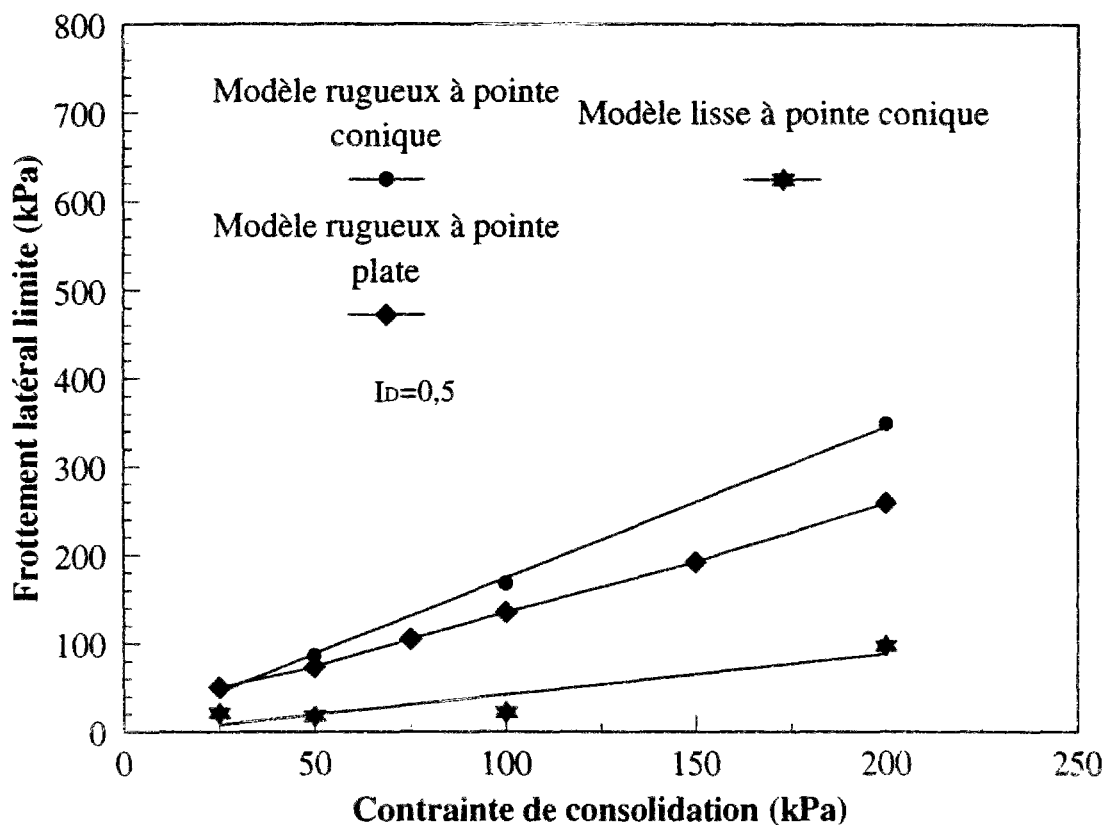
#### III.6.1. Influence de la contrainte de consolidation sur le frottement latéral moyen limite

Sur la figure III.22, on présente le résultat de l'évaluation du frottement latéral pour les différents essais réalisés sur un modèle foncé dans un massif de sable reconstitué à un indice de densité de 0,5 (tableau III.2). Les résultats sont paramétrés par le type de modèle (3 types de modèles différents).

On retrouve une influence très significative de  $\sigma_c$  sur le frottement latéral limite mobilisable, avec une évolution quasi-linéaire de  $q_s$  avec  $\sigma_c$  (cas des fûts rugueux). Dans le cas du fût lisse,

$\sigma_c$  ne semble pas avoir d'influence significative entre 25 et 100 kPa, mais cela pourrait être lié à un problème de précision sur l'évaluation de  $q_s$  dans cette gamme de contraintes pour laquelle le frottement est très faible, et ce résultat devra être confirmé. On met en évidence l'influence prépondérante de la rugosité sur le frottement mobilisable avec un rapport moyen de 3 à 4 entre le frottement mobilisable sur un fût rugueux et le frottement mobilisable sur un fût lisse ce qui est en bon accord avec les résultats de Foray et Maire du Poset (1994) obtenus en chambre d'étalonnage.

Par ailleurs, cette évaluation présentée sur la figure III.22 permet de quantifier l'influence de la forme de la pointe sur le frottement latéral moyen mobilisé sur un manchon de 20 cm de longueur. En effet, à 100 kPa la pointe conique mobilise à proximité, un frottement latéral 24% supérieur à celui mobilisé pour le modèle à pointe plate. A 200 kPa, la différence est de 35%.



**Figure III.22 Influence de la contrainte de consolidation du massif sur le frottement latéral limite mobilisable**

### III.6.2. Influence de l'indice de densité sur le frottement latéral limite

L'influence de l'indice de densité sur le frottement limite mobilisable est présentée sur la figure III.23, où l'on retrouve des tendances analogues à celles observées pour la contrainte de consolidation.

A partir des résultats présentés dans les paragraphes III.6.1 et III.6.2, on peut calculer le coefficient de frottement latéral apparent pour les différents cas étudiés. On rappelle que ce coefficient est défini par le rapport entre le frottement latéral limite et la contrainte normale initiale (Alimi *et al.* 1977). Les courbes donnant le coefficient de frottement apparent sont présentées sur la figure III.24. Ces courbes montrent une évolution décroissante avec la contrainte moyenne appliquée sur le massif. On constate une stabilisation de ce coefficient au delà de 50 kPa. Cette diminution peut s'interpréter par une diminution de l'effet de dilatance avec l'augmentation des contraintes. On remarque aussi que le frottement apparent pour une surface lisse est inférieur à celui obtenu pour une surface rugueuse.

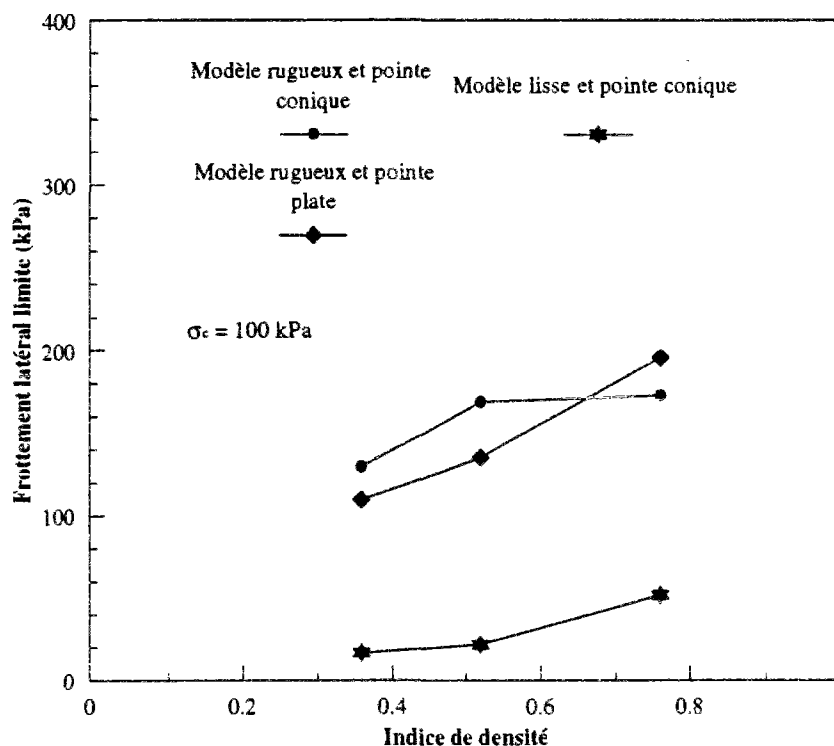


Figure III.23 Influence de l'indice de densité sur le frottement latéral limite mobilisé

Qualitativement ceci est en accord avec les résultats de différents travaux présentés par ailleurs (Guilloux *et al.* 1979, Schlosser et Guilloux, 1981, Hoteit, 1990, Balachowski, 1995).

Du point de vue quantitatif, la comparaison est plus difficile puisqu'il faut se mettre dans les mêmes conditions initiales et dans les mêmes conditions matérielles. Ces résultats qui se situent entre 0,2 et 2 rejoignent ceux de Hoteit (1990), et, en ce qui concerne les résultats obtenus par schlosser et Guilloux (1981), on n'a pas pu obtenir de coefficients de frottement apparent aussi élevés que ceux obtenus par les auteurs aux faibles contraintes (figure III.25).

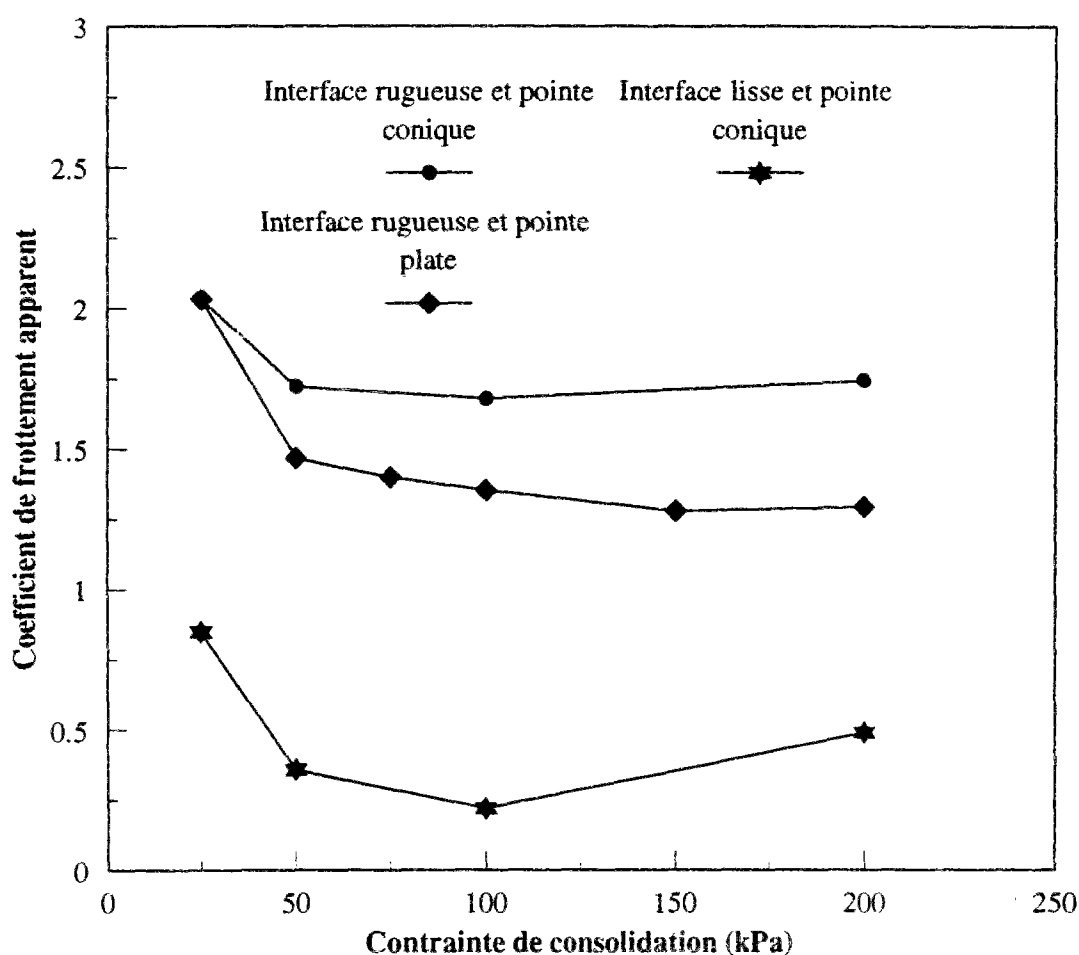
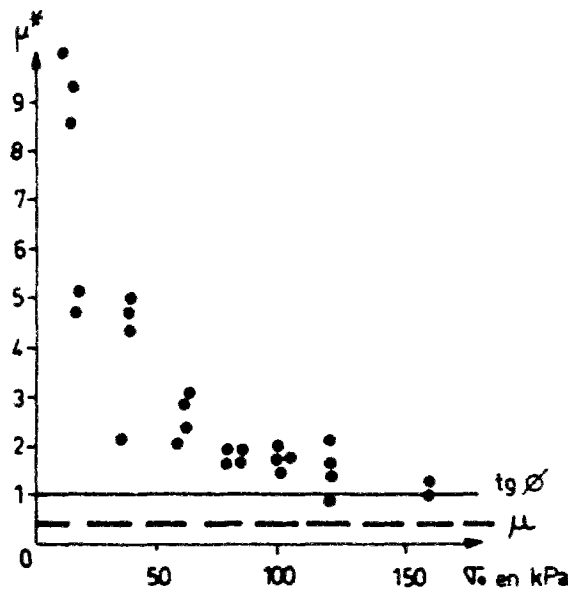


Figure III.24 Evolution du coefficient de frottement apparent avec la contrainte isotrope



**Figure III.25 Evolution du coefficient de frottement apparent; cas de la terre armée (Schlosser et Guilloux, 1981)**

### III.7. CORRELATIONS AVEC LE PARAMETRE D'ETAT

Les résultats obtenus concernant l'évolution de la résistance en pointe et du frottement latéral limites avec la contrainte de consolidation et l'indice de densité montrent qu'il pourrait être intéressant de rechercher des corrélations entre ces grandeurs et un paramètre caractérisant l'état initial du massif, tel que le paramètre d'état  $\Psi$  qui prend en compte de manière combinée l'état de contrainte et l'état de densité.

Le paramètre d'état a été introduit par Been and Jefferies (1985). Ce paramètre est défini par (figure III.26) :

$$\Psi = e_i - e_{ss}$$

où

$e_i$  représente l'indice des vides initial du matériau après consolidation

$e_{ss}$  représente l'indice des vides correspondant à l'état critique (aussi appelé état stable).

Cet indice des vides critique est atteint lorsque le matériau se déforme continûment à contrainte de cisaillement constante (état de plasticité parfaite).

En vue d'établir une corrélation entre la résistance en pointe ou le frottement latéral et le paramètre d'état, on a déterminé la droite d'état critique (figure III. 27) pour le sable de

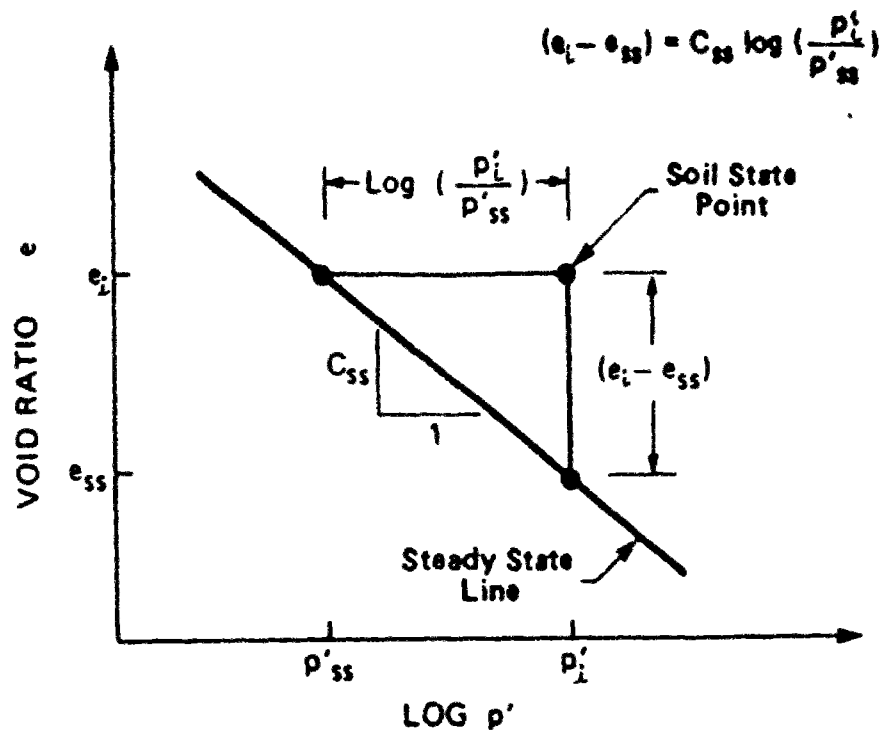


Figure III.26 Définition du paramètre d'état  $\Psi = e_i - e_{ss}$  (figure d'après Sladen et al., 1986)

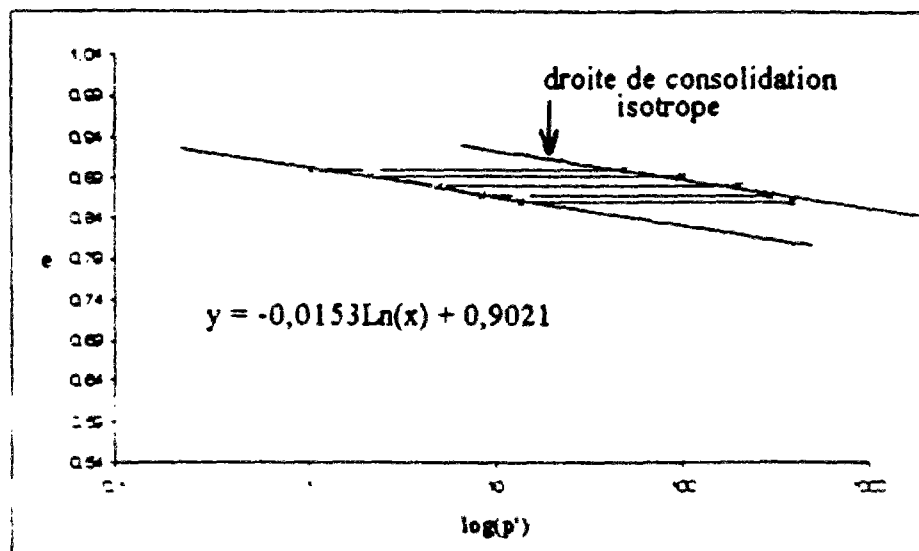


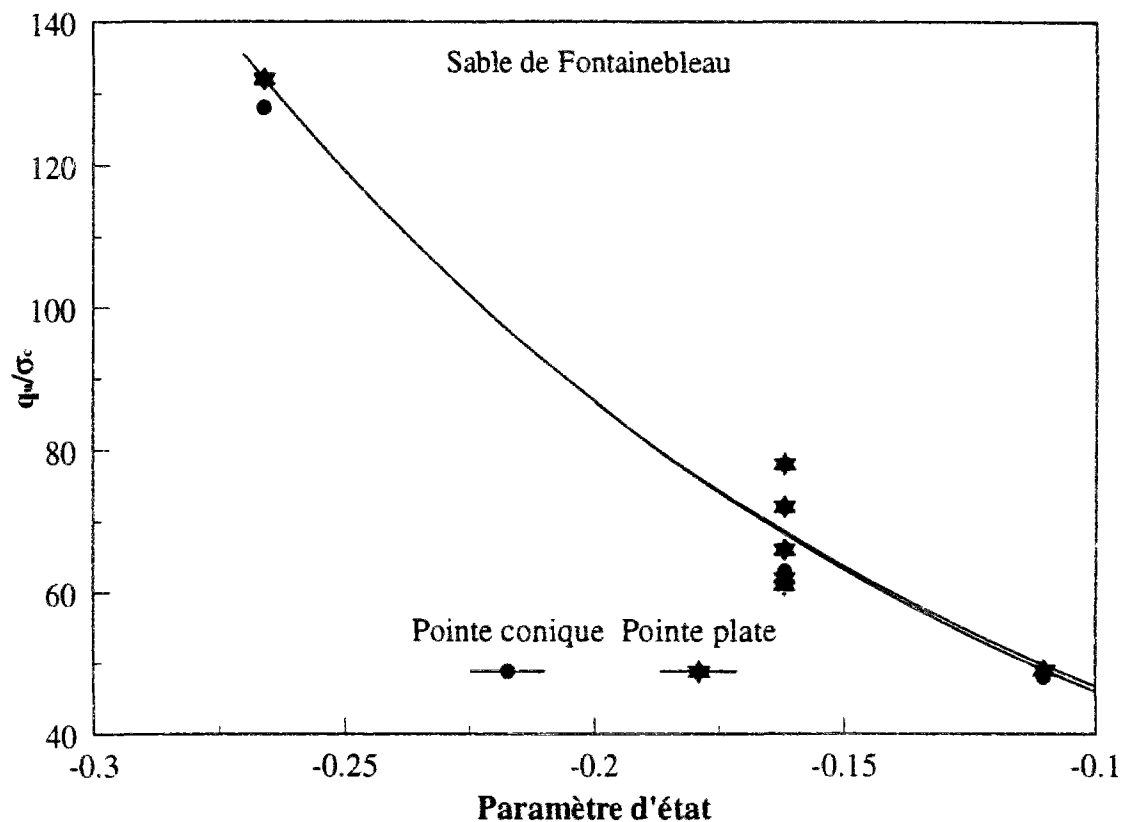
Figure III.27 Droite d'état critique pour le sable de Fontainebleau



Fontainebleau à partir d'essais triaxiaux non drainés sur sable lâche caractérisé par un comportement du type liquéfaction statique (stage scientifique de Litzler et Marchal, 1996).

Sur la figure III.28, on présente la courbe d'évolution de la résistance en pointe limite normalisée en fonction du paramètre d'état. Pour tous les essais, on a 3 paramètres d'état différents. Pour chaque indice de densité, on a un paramètre d'état. On suppose qu'en changeant la contrainte de consolidation pour un indice de densité donné, on ne change pas la valeur du paramètre d'état.

On constate une évolution fortement décroissante de ces résistances avec l'augmentation de ce paramètre. Cette allure est en bon accord qualitatif avec les résultats de Been *et al.* (1986). Ces derniers étaient parmi les premiers à avoir mis en évidence ce type de corrélation (voir aussi Canou, 1989).



**Figure III.28** Corrélation entre la résistance de pointe normalisée et le paramètre d'état pour le sable de Fontainebleau

En ce qui concerne la corrélation du frottement latéral avec le paramètre d'état, on n'a pas trouvé de travaux relatifs à ce type de corrélation dans la littérature. Les premières tentatives de corrélation que nous avons faites à partir de nos essais ne s'avèrent pas encore concluantes, et il sera nécessaire de réfléchir davantage à ce type de corrélation.

## CONCLUSIONS

Ce chapitre nous a permis de réaliser une première approche de l'étude du comportement des micropieux modèles en laboratoire. On a présenté une étude paramétrique qui nous permet de mieux comprendre et mieux fixer les idées sur l'effet de paramètres tels que le niveau de consolidation, l'indice de densité, la forme de la pointe, ou la rugosité du fût sur le comportement observé.

L'ensemble des mesures globales réalisées en tête des modèles ont fourni des courbes qui comportent trois phases bien distinctes à savoir, une première phase quasi linéaire, une deuxième phase présentant une non linéarité croissante et une troisième phase correspondant à la rupture avec un palier généralement bien marqué.

En ce qui concerne l'effet du niveau de consolidation, celui-ci se traduit par une augmentation quasi-linéaire des charges limites obtenues ; un effet analogue est obtenu pour l'effet de l'indice de densité, tout en sachant qu'à l'indice de densité 0,76 les valeurs sont probablement affectées par les conditions aux bords.

On a pu aussi constater à la lumière de nos résultats, que la rugosité du fût a une influence significative sur les charges limites (effet direct sur le frottement latéral). En effet, on a pu mettre en évidence, dans certains cas, un doublement de la charge limite.

En ce qui concerne la forme de la pointe du modèle (conique ou plate), on a vu que la forme de la pointe a un effet significatif sur la capacité portante des modèles pour les niveaux de consolidation supérieurs à 100 kPa et pour une contrainte de consolidation de 200 kPa, le modèle avec une pointe conique mobilise une charge limite de 23 % supérieur à celle mobilisée pour les modèles avec une pointe plate.

Après avoir étudié le problème à partir des mesures globales réalisées en tête des modèles, il s'est avéré nécessaire de réaliser des mesures locales sur la sonde à l'aide d'une instrumentation appropriée. On a utilisé un modèle instrumenté avec un capteur en pointe pour nous fournir des informations supplémentaires sur la mobilisation de la résistance en pointe. On a vu, à la suite de ces résultats, que la forme de la pointe n'a pas d'influence significative sur la résistance en pointe et donc la différence observée sur les charges globales en tête résulte de l'effet de la forme de la pointe sur le frottement mobilisé à proximité. Les valeurs limites de la résistance en pointe obtenues en mini chambre d'étalonnage sont supérieures à celles que l'on a quantifiées en se basant sur les règles pressiométriques du fascicule 62, résultat similaire à celui obtenu par Mokrani (1991).

La fin de ce chapitre a été consacrée à une étude de corrélation entre les valeurs limites de la résistance en pointe avec le paramètre d'état.

## ***CHAPITRE IV***

### ***ETUDE DU COMPORTEMENT DE GROUPES ELEMENTAIRES DE MICROPIEUX MODELES EN MINI CHAMBRE D'ETALONNAGE***



## **INTRODUCTION**

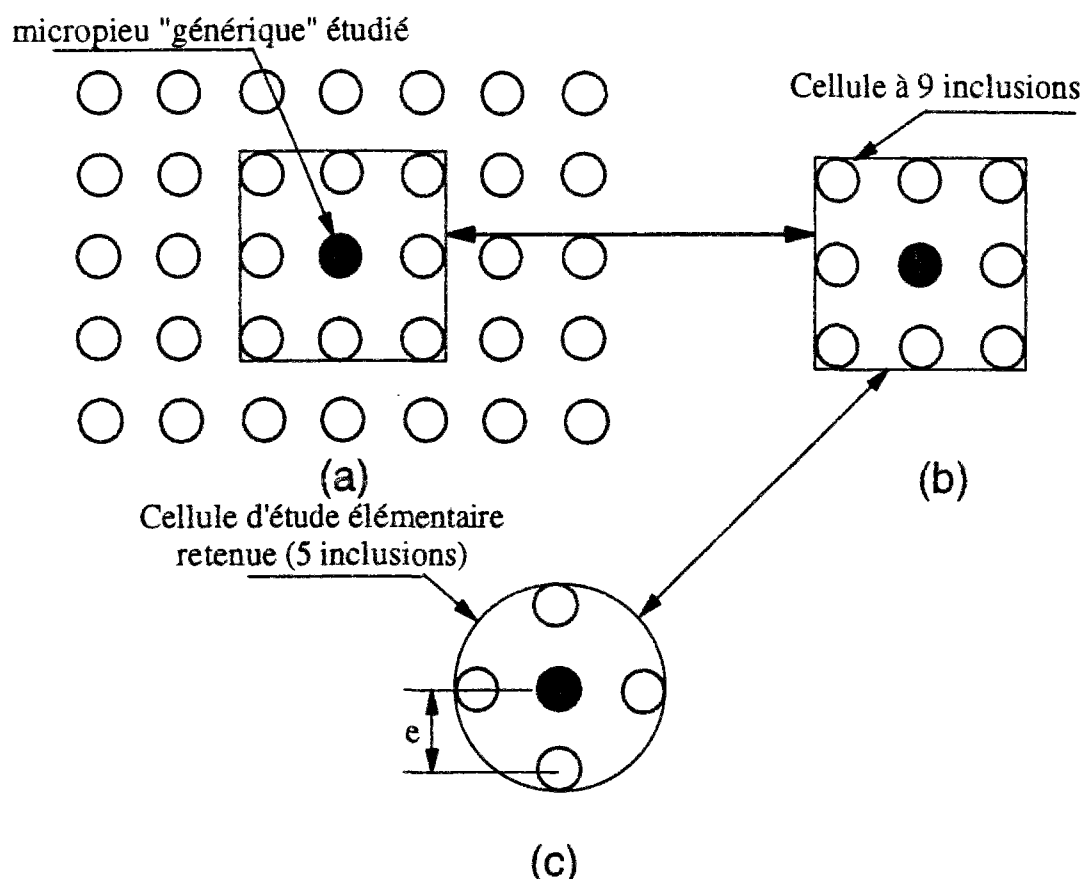
Le travail présenté ci-dessous fait suite aux travaux présentés dans le chapitre précédent et consacrés aux modèles isolés. L'objectif est ici de réaliser une première approche des effets de groupe à partir d'une expérimentation simplifiée permettant de réaliser un nombre assez conséquent d'essais, en vue d'orienter ensuite plus précisément le programme d'essais en chambre d'étalonnage.

### **IV.1. OBJECTIFS DES ESSAIS ET METHODOLOGIE ADOPTEE**

L'effet de groupe se manifeste à la suite de l'interférence entre les zones d'influence de pieux ou de micropieux rapprochés au cours de l'installation et au cours du chargement (O'Neill, 1983). Donc, à l'interaction sol-pieu qui détermine le comportement sous chargement d'un pieu ou d'un micropieu isolé, se rajoutent d'autres interactions avec les autres inclusions qui se trouvent à proximité.

Les micropieux sont généralement utilisés en grand nombre (plusieurs dizaines, voire plusieurs centaines). Une étude complète de l'effet de groupe et de l'interaction réelle entre les différents micropieux correspondant à une structure complète n'est pas envisageable. On a donc essayé d'approcher le problème en étudiant le comportement d'une cellule (ou groupe) élémentaire représentative. La cellule élémentaire de 5 inclusions a été définie de manière à pouvoir étudier la réponse du micropieu central influencé par les 4 inclusions les plus proches dans un groupe à maille carrée (figure IV.1), et de pouvoir définir ainsi un coefficient d'efficacité « unitaire », qui soit représentatif du comportement du micropieu au sein d'un grand nombre de micropieux. Ce principe de cellule élémentaire repose sur l'hypothèse que les quatre inclusions les plus proches de l'inclusion centrale ont une influence prépondérante par rapport aux autres. Les modèles sont mis en place l'un après l'autre par fonçage suivant un ordre de fonçage préétabli, le chargement de l'ensemble des cinq modèles ayant lieu ensuite à déplacement contrôlé. Au cours du chargement, on enregistre la courbe de chargement globale obtenue pour la cellule formée des cinq modèles ainsi que la courbe de chargement du micropieu central uniquement, grâce à deux capteurs d'effort, l'un situé à la base du dispositif d'essai (charge globale) et l'autre en partie supérieure (charge centrale). On se référera au chapitre II (paragraphe II.1.3 et II.2.5) pour le détail du dispositif.

Dans ce chapitre, on s'intéresse à l'effet de groupe en termes de charges limites à partir des mesures globales réalisées. Dans le chapitre V on étudiera cet effet à partir des mesures locales réalisées sur le modèle instrumenté en pointe. Dans le chapitre VI, l'étude de l'effet de groupe sera faite à partir des mesures locales de la résistance en pointe et du frottement latéral.



**Figure IV.1 Définition de la configuration de la cellule d'étude élémentaire retenue : (a) grand nombre de micropieux en groupe (maille carrée) ; (b) cellule à 9 inclusions; (c) cellule retenue à 5 inclusions**

## IV.2. PROGRAMME EXPERIMENTAL

Le programme expérimental a été organisé de manière à mettre en évidence l'influence des mêmes paramètres que pour l'inclusion isolée sur l'existence de possible effets d'interaction, à savoir les paramètres densité initiale du massif, contrainte de consolidation et forme de la

pointe. On s'est limité, pour ces essais, à des fûts rugueux. Une première étude de l'influence de l'espacement relatif des inclusions et de l'influence de l'ordre d'installation des modèles est aussi réalisée.

Le programme expérimental est présenté dans le tableau IV.1. Ce tableau regroupe les essais réalisés sur une cellule élémentaire de cinq modèles de micropieux non instrumentés.

Les quatre premiers essais (MNIG1, MNIG2, MNIG3, et MNIG4) ont permis de mettre en évidence l'influence de la contrainte de consolidation dans le cas d'inclusions rugueuses à pointe conique et pour un sable moyen ( $I_D=0,5$ ). Les essais MNIG5 et MNIG6 regroupés avec l'essai MNIG3 ont permis d'étudier l'influence de l'indice de densité pour le micropieu rugueux à pointe conique et une contrainte de consolidation de 100 kPa. Les essais MNIG7 à MNIG12 ont permis d'étudier l'influence de la contrainte de consolidation dans le cas de modèles rugueux à pointe plate pour l'indice de densité moyen (0,5) de manière analogue à ce qui a été fait pour les pointes coniques (MNIG1 à MNIG4). Les essais MNIG13 et MNIG14 regroupés avec l'essai MNIG10 ont permis d'étudier l'influence de l'indice de densité pour une contrainte de consolidation de 100 kPa et des modèles rugueux à pointe plate. Les essais MNIG15 à MNIG22 comparés à certains des essais précédents ont permis d'obtenir des informations préliminaires sur l'influence de l'espacement relatif des modèles ainsi que sur l'influence de l'ordre de fonçage sur la réponse au cours du chargement. En ce qui concerne l'espacement relatif, on a testé de faibles espacements à savoir 2,1d et 1,5d.

Par ailleurs, on utilisera au cours de l'étude présentée dans les chapitres IV, V et VI, trois ordres d'installation différents pour les modèles. L'ordre d'installation C1 consiste à installer les modèles suivant le schéma présenté sur la figure IV.2 (a); le modèle situé au centre de la cellule élémentaire est installé en premier. L'ordre d'installation C3 consiste à installer les modèles suivant le schéma présenté sur la figure IV.2 (b) ; le modèle situé au centre de la cellule élémentaire est installé en troisième. L'ordre d'installation C5 consiste à installer les modèles suivant le schéma présenté sur la figure IV.2 (c) ; le modèle situé au centre de la cellule élémentaire est installé en dernier (cinquième).



Essai*	Contrainte de consolidation kPa	Indice de densité	pointe	espacement relatif	Ordre d'installation**
MNIG1	25	0,5	conique	2,1d	C5
MNIG2	50	0,5	conique	2,1d	C5
MNIG3	100	0,5	conique	2,1d	C5
MNIG4	200	0,5	conique	2,1d	C5
MNIG5	100	0,36	conique	2,1d	C5
MNIG6	100	0,76	conique	2,1d	C5
MNIG7	25	0,5	plate	2,1d	C5
MNIG8	50	0,5	plate	2,1d	C5
MNIG9	75	0,5	plate	2,1d	C5
MNIG10	100	0,5	plate	2,1d	C5
MNIG11	150	0,5	plate	2,1d	C5
MNIG12	200	0,5	plate	2,1d	C5
MNIG13	100	0,36	plate	2,1d	C5
MNIG14	100	0,76	plate	2,1d	C5
MNIG15	75	0,5	plate	1,5d	C5
MNIG16	75	0,5	plate	2,1d	C3
MNIG17	75	0,5	plate	1,5d	C3
MNIG18	150	0,5	plate	1,5d	C5
MNIG19	150	0,5	plate	2,1d	C3
MNIG20	150	0,5	plate	1,5d	C3
MNIG21	100	0,36	plate	2,1d	C1
MNIG22	100	0,76	plate	2,1d	C1

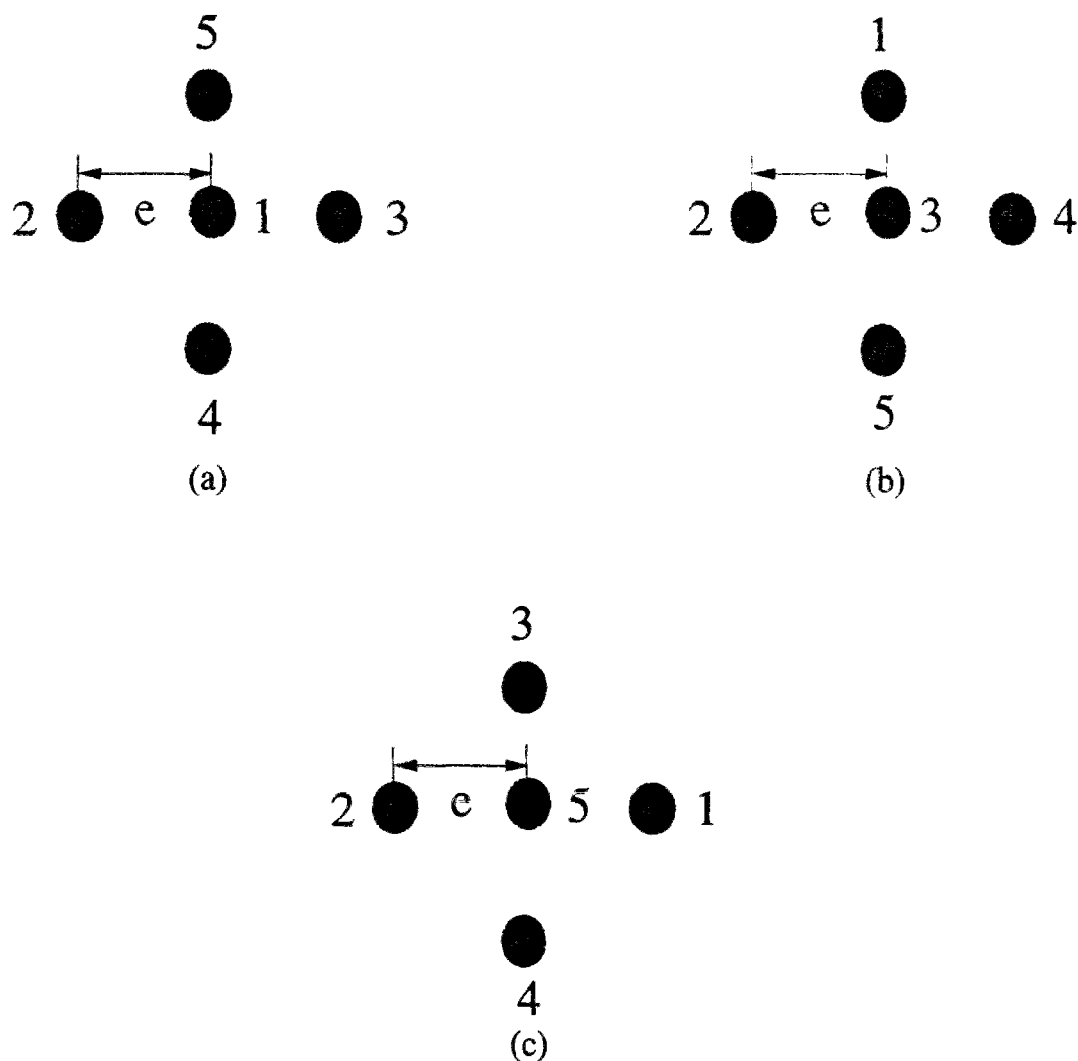
\* MNIG : Essai en Mini chambre d'étalonnage sur des modèles Non Instrumentés en Groupe

\*\* C1 : Installation du modèle Central en premier (C1)

C3 : Installation du modèle Central en troisième (C3)

C5: Installation du modèle Central en dernier (C5)

*Tableau IV.1 Caractéristiques des essais réalisés sur cellules de 5 micropieux modèles non instrumentés en mini chambre d'étalonnage*

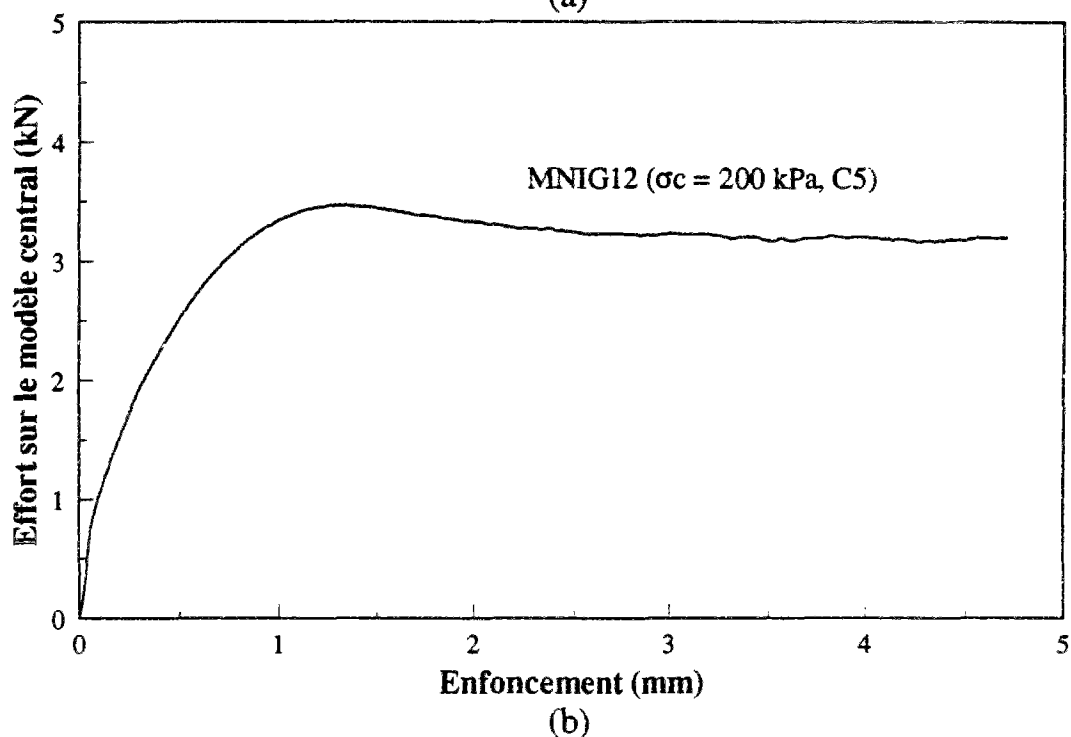
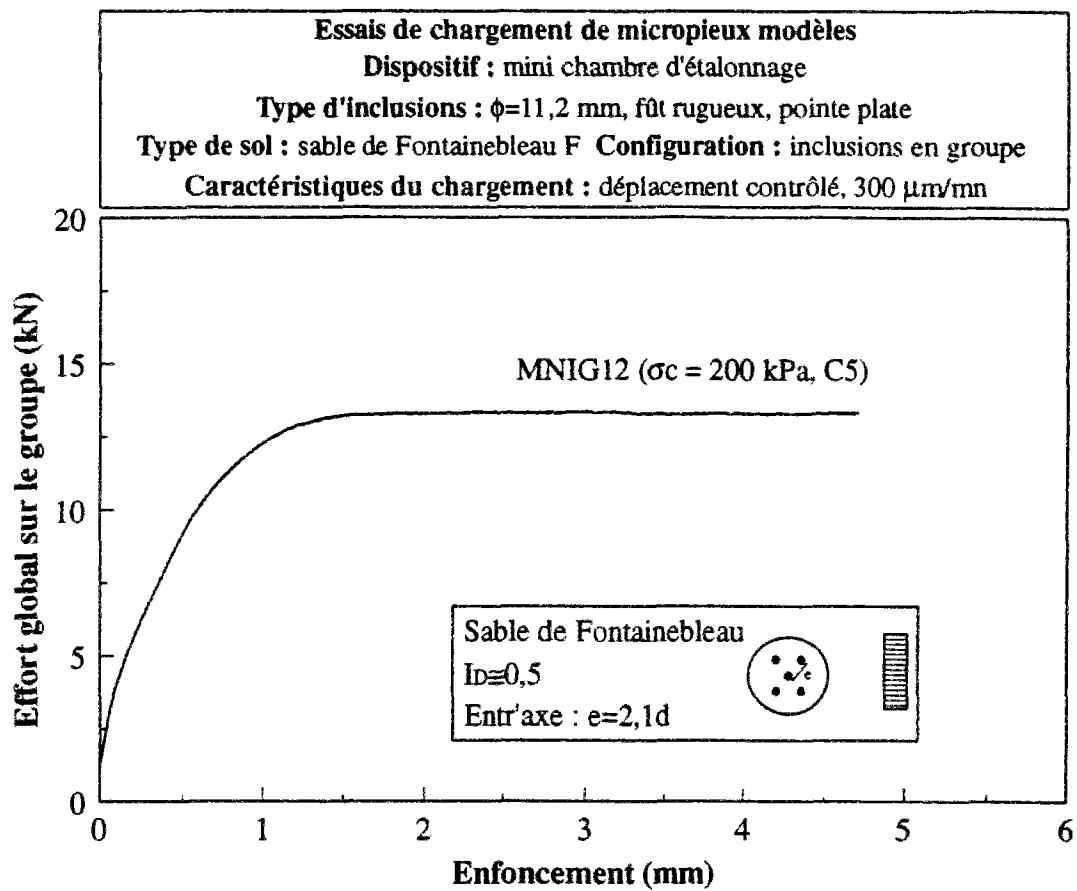


**Figure IV.2** Ordres d'installation des modèles de micropieux dans une cellule élémentaire de 5 modèles ; (a) ordre d'installation C1 ; (b) ordre d'installation C3 ; (c) ordre d'installation C5

### IV.3. PRESENTATION DES RESULTATS

#### IV.3.1. Résultats typiques

La figure IV.3 présente un résultat typique de chargement sur une cellule de 5 inclusions, pour une densité de massif moyenne ( $I_D=0,5$ ), une contrainte de consolidation de 200 kPa et des modèles rugueux à pointe plate (essai MNIG12). Dans cet essai, le modèle central est mis en place en dernier (C5) et l'entr'axe relatif est de 2,1d. Les résultats sont présentés en termes de réponse globale de la cellule (fig.IV.3-a) et de réponse de l'inclusion centrale uniquement, influencée par les quatre inclusions adjacentes (fig.IV.3-b).



**Figure IV.3** Résultat typique de chargement d'une cellule composée de 5 modèles : (a) réponse globale du système; (b) réponse du modèle central

Par rapport à la courbe de chargement d'un micropieu isolé (figure III.1 du chapitre III), la courbe de chargement du micropieu central a la particularité de présenter un maximum pour un déplacement d'environ 1 mm, suivi d'une diminution de résistance jusqu'à une valeur de palier stable. Cette différence de comportement qualitative avec le micropieu isolé montre déjà que la réponse du micropieu central est influencée d'une certaine manière par les micropieux adjacents. En ce qui concerne la courbe de chargement globale correspondant aux 5 inclusions, celle-ci ne présente par contre pas de maximum et atteint un palier constant bien marqué.

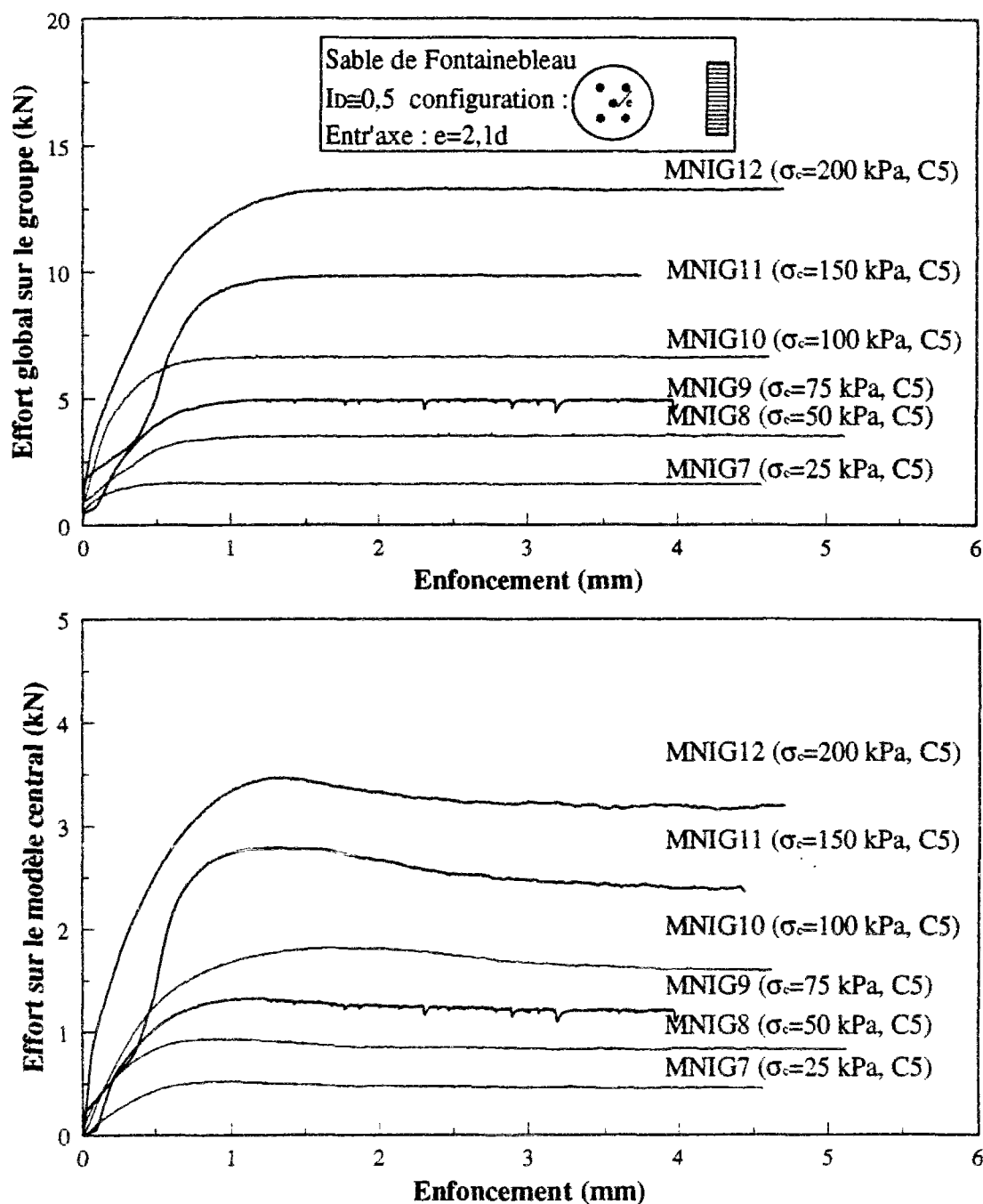
En ce qui concerne la partie initiale de la courbe de mobilisation de l'effort global (fig.IV.3-a), l'effort initial enregistré correspond à une faible surcharge appliquée pour mettre en contact tous les modèles avec la tête de chargement. On reviendra sur ce problème dans le paragraphe suivant.

#### **IV.3.2. Influence de la contrainte de consolidation**

On présente dans ce paragraphe les résultats des essais réalisés en vue de mettre en évidence l'influence de la contrainte de consolidation appliquée aux massifs sur les courbes de chargement obtenues, ceci pour deux types de micropieux : rugueux à pointe plate sur la figure IV.4 (essais MNIG7 à MNIG12), et rugueux à pointe conique sur la figure 1 de l'annexe 3 (essais MNIG1 à MNIG4) et pour un indice de densité initial du sable de 0,5. L'ordre d'installation C5 est adoptée pour ces essais et l'entr'axe est de 2,1d.

On remarque que, pour les deux types d'inclusions, on observe une évolution qualitativement similaire des courbes de chargement de l'inclusion centrale avec toujours un maximum de résistance suivi d'un « radoucissement » d'autant plus marqué que le niveau de consolidation est élevé. On obtient finalement, dans tous les cas, un palier bien stabilisé pour des déplacements importants.

**Essais de chargement de micropieux modèles**  
**Dispositif : mini chambre d'étalonnage**  
**Type d'inclusions :  $\phi=11,2$  mm, fût rugueux, pointe plate**  
**Type de sol : sable de Fontainebleau F Configuration : inclusions en groupe**  
**Caractéristiques du chargement : déplacement contrôlé, 300  $\mu\text{m}/\text{mn}$**



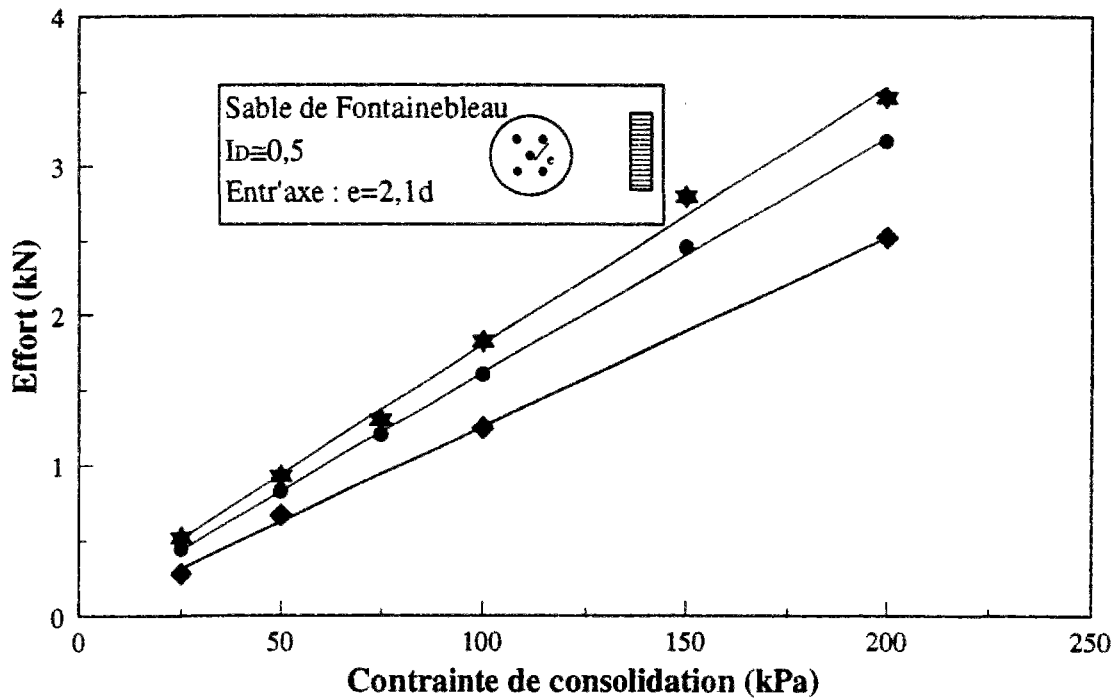
**Figure IV.4 Influence de la contrainte de consolidation sur la réponse des cellules à 5 modèles : cas des modèles à fût rugueux et pointe plate**

En ce qui concerne les courbes de chargement global, celles-ci ne présentent par contre pas de maximum, et un palier est rapidement atteint. Ceci permet donc déjà de mettre en évidence des mécanismes de fonctionnement différents entre l'inclusion centrale et la cellule composée des 5 inclusions. En ce qui concerne les pentes initiales des courbes de chargement, celles-ci ne sont pas toujours cohérentes entre elles, ceci résultant d'un problème de mise en contact initial (déjà signalé dans le paragraphe précédent). Dans la configuration utilisée en mini chambre d'étalonnage, en effet, il est quasi-impossible de régler les têtes des 5 inclusions exactement au même niveau pour le chargement, chaque modèle présentant des relâchements élastiques différents, ce qui fait que les pentes initiales dans ces expérimentations sont difficilement interprétables. Ce problème sera résolu pour les essais en chambre d'étalonnage, pour lesquels le contact des têtes des micropieux avec la plaque de chargement sera réglé individuellement pour chaque inclusion.

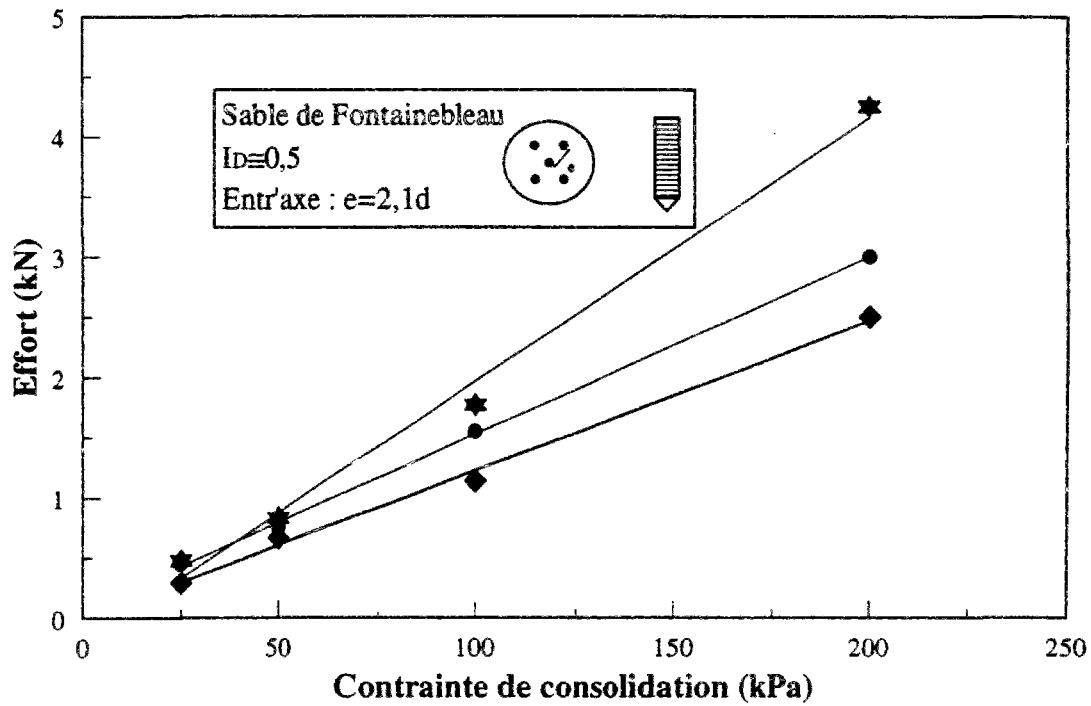
La figure IV.4 et la figure 1 de l'annexe 3 montrent bien l'influence déterminante du niveau de consolidation initial du massif sur la résistance mobilisable lors du chargement des inclusions, avec une quasi-proportionnalité des charges de rupture avec la contrainte de consolidation, ainsi que des rigidités initiales qui augmentent avec  $\sigma_c$  (aux anomalies près constatées et liées, comme expliqué ci-dessus, aux problèmes de contact initial pour les groupes de 5 inclusions). La comparaison quantitative avec la réponse des inclusions isolées (coefficient d'efficacité) sera faite dans le paragraphe IV.4.

La figure IV.5 présente une synthèse de l'influence de la contrainte de consolidation en terme de charge de rupture pour le cas des modèles à pointe plate et des modèles à pointe conique. On compare en particulier la charge de rupture sur le micropieu central et celle sur les micropieux adjacents, celle-ci étant obtenue en faisant l'hypothèse qu'elle est la même pour les quatre pieux de coin ; Ceci n'est pas forcément toujours le cas.

Ces figures permettent de confirmer la quasi-proportionnalité des charges de rupture avec la contrainte de consolidation, et montrent que les différences observées entre le micropieu central et les micropieux adjacents, ainsi que les différences observées entre pic et palier pour le micropieu central augmentent lorsque la contrainte de consolidation augmente, avec des différences très peu marquées pour  $\sigma_c = 25$  kPa, et des différences significatives pour  $\sigma_c = 200$  kPa.



(a)



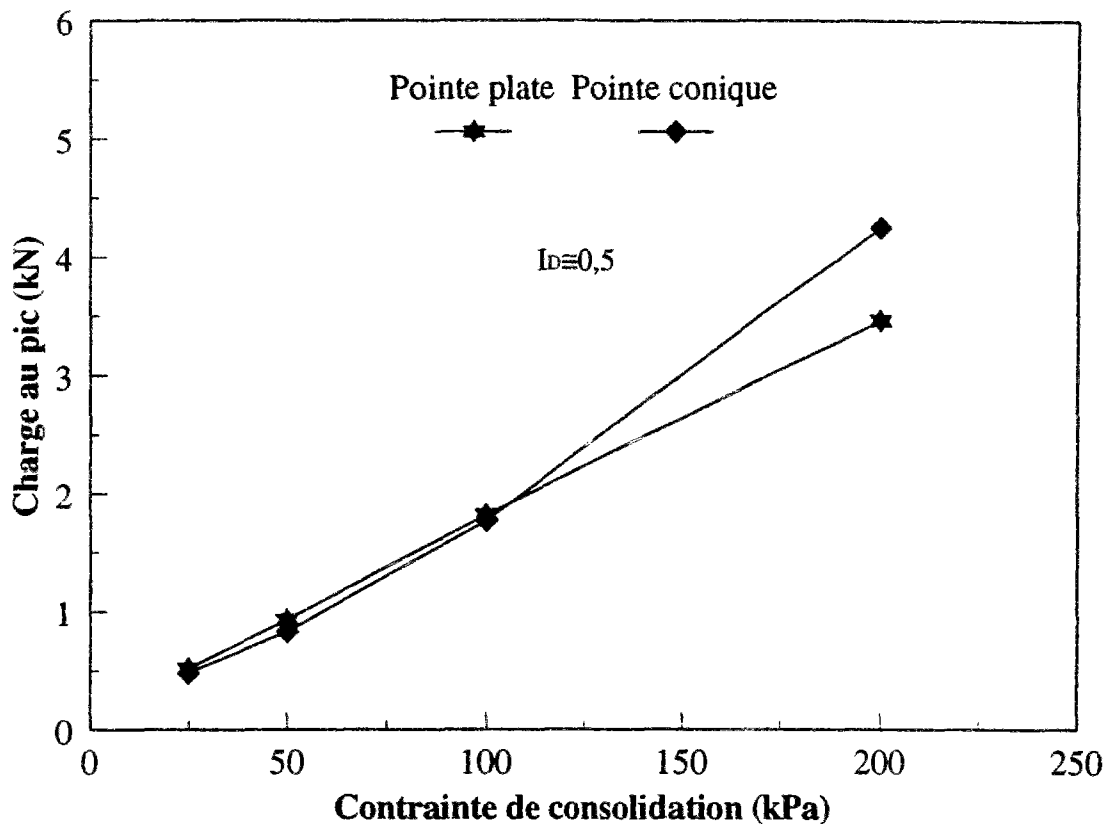
charge centrale pic    Charge centrale palier    Charge au coin

—★—                      —●—                      —◆—

(b)

**Figure IV.5** Influence de la contrainte de consolidation sur la charge limite mobilisable sur l'inclusion centrale et sur les modèles de coin : (a) modèles à pointe plate (b) modèles à pointe conique

Puisqu'on s'intéresse à l'inclusion centrale, on a regardé l'effet de la forme de la pointe sur la charge au pic de cette inclusion (figure IV.6). On a remarqué que pour les faibles contraintes de consolidation (25-100 kPa), on constate que la forme de la pointe n'a pas d'influence significative sur la charge de rupture de pic obtenue. Au delà, on observe (figure IV.6) une charge de rupture plus élevée pour la pointe conique (environ 20% de plus pour  $\sigma_c=200$  kPa).



**Figure IV.6** Influence de la forme de la pointe sur la résistance de pic mesurée sur le modèle central

#### IV.3.3. Influence de l'indice de densité

De manière analogue à ce qui a été fait dans le paragraphe précédent pour l'étude de l'influence de la contrainte de consolidation, on présente ci-dessous l'influence de la densité initiale des massifs sur le comportement observé pour les cellules de 5 inclusions. Les trois densités ciblées correspondent à la densité de référence ( $I_D=0,5$ ), une densité plus faible ( $I_D=0,36$ ) et une densité plus forte ( $I_D=0,76$ ). L'influence de la densité a été étudiée ici pour



une contrainte de consolidation de 100 kPa et pour deux configurations des micropieux (micropieux rugueux à pointe plate et micropieux rugueux à pointe conique).

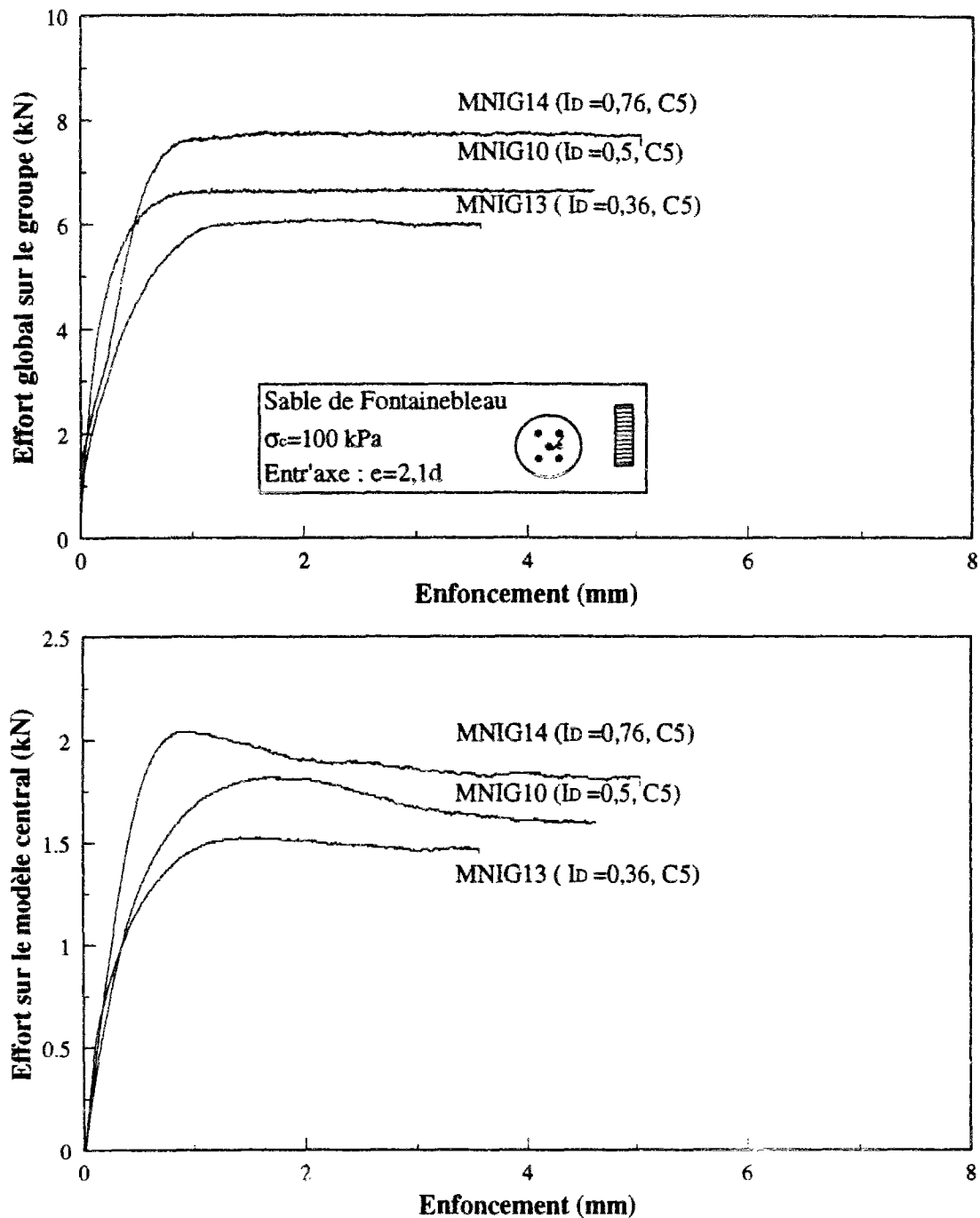
La figure IV.7 présente le cas des modèles à pointe plate. La figure 2 de l'annexe 3 concerne le cas des modèles à pointes coniques. On retrouve des allures de courbe assez similaires à celles obtenues pour l'étude de l'influence de  $\sigma_c$ . La courbe de chargement du modèle central comporte, là-aussi, un maximum suivi d'une diminution de résistance jusqu'à l'obtention d'un palier. Le pic de résistance est d'autant plus marqué que le matériau est initialement dense. En ce qui concerne les courbes de chargement global cependant, et de manière analogue à ce qui a été observé pour l'influence de  $\sigma_c$ , on n'a pas de pic et l'on atteint assez rapidement un palier qui se maintient ensuite tout au long du chargement.

En ce qui concerne les rigidités initiales, on peut faire la même remarque que pour l'influence de  $\sigma_c$ , liée au problème d'un contact initial correct simultanément de tous les modèles au début du chargement. Malgré cela, on observe généralement une rigidité initiale d'autant plus forte que la densité initiale est élevée, ce qui est cohérent.

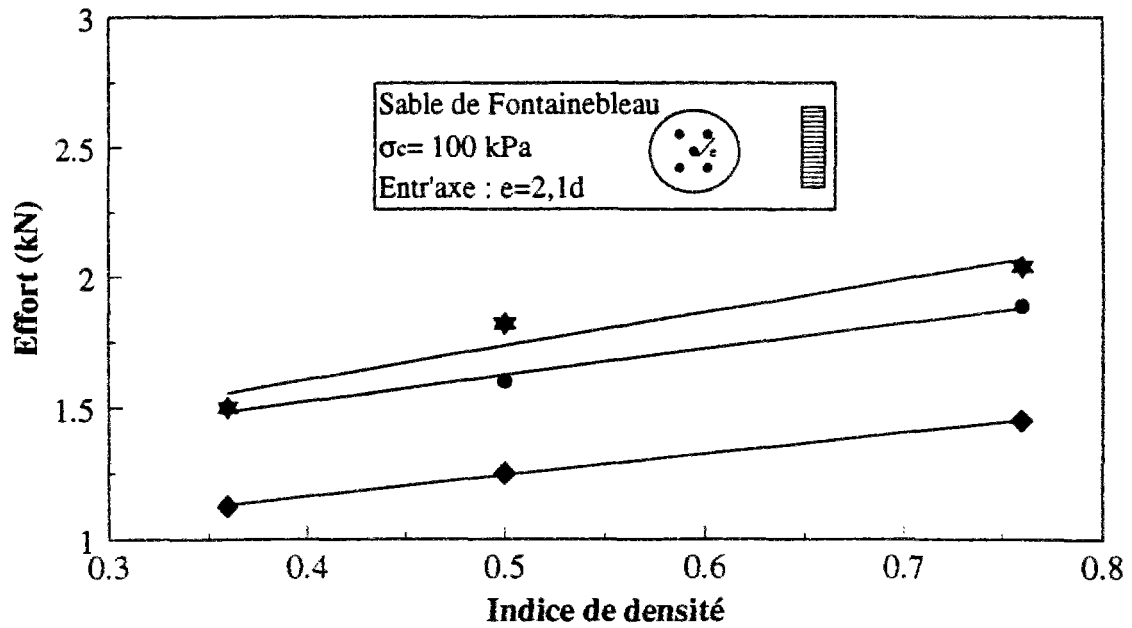
La figure IV.8 (a et b) montre l'évolution des charges de rupture (modèle central et modèles de coin) en fonction de la densité, dans le cas des modèles à pointe conique et à pointe plate respectivement. On observe des évolutions qualitatives analogues à celles qui ont été mises en évidence pour de l'influence de la contrainte de consolidation. En particulier, la différence entre charge de pic et charge de palier pour le modèle central a tendance à augmenter lorsque la densité initiale du massif augmente. On retrouve aussi le fait que les charges reprises par les quatre modèles de coin sont assez sensiblement plus faibles que celles reprises par le micropieu central.

En ce qui concerne l'influence de la forme de la pointe sur les charges de rupture obtenues au pic sur le modèle central en fonction de l'indice de densité, les résultats obtenus pour les deux formes de pointes sont assez voisins (figure IV.9), et il paraît difficile, au vu de cette figure, de dégager une tendance significative concernant l'influence de la forme de la pointe.

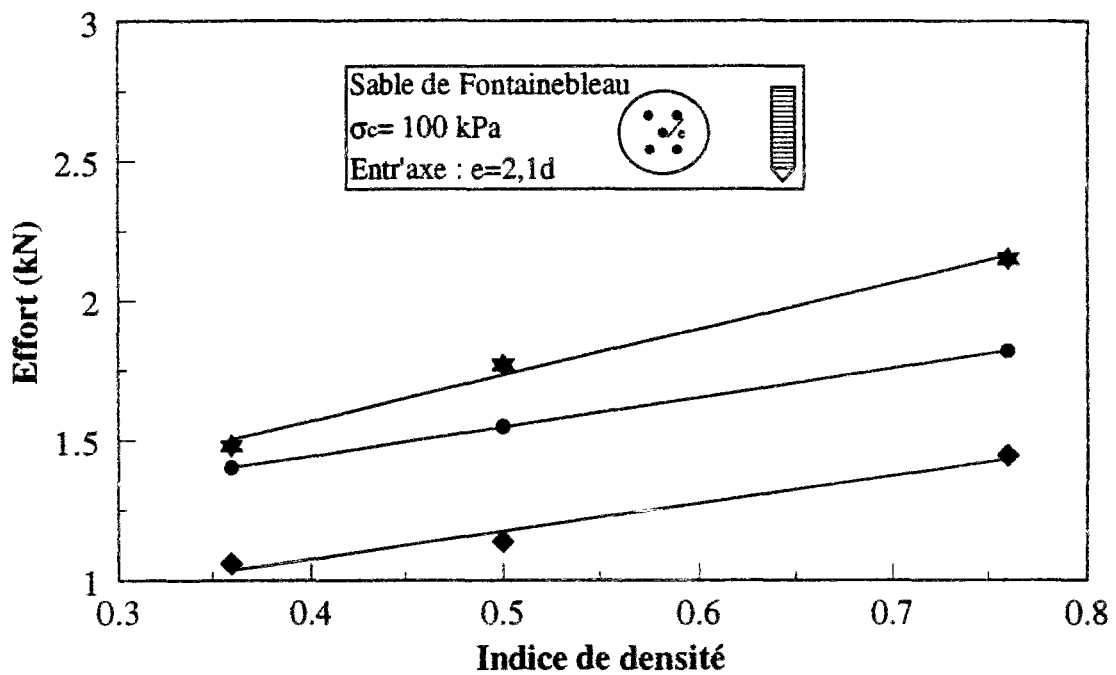
**Essais de chargement de micropieux modèles**  
**Dispositif : mini chambre d'étalonnage**  
**Type d'inclusions :  $\phi=11,2$  mm, fût rugueux, pointe plate**  
**Type de sol : sable de Fontainebleau F** **Configuration : inclusions en groupe**  
**Caractéristiques du chargement : déplacement contrôlé, 300  $\mu\text{m}/\text{mm}$**



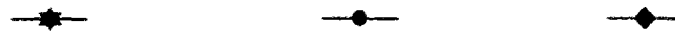
*Figure IV.7 Influence de l'indice de densité initial sur la réponse des cellules à 5 modèles : cas des modèles à fût rugueux et pointe plate*



(a)

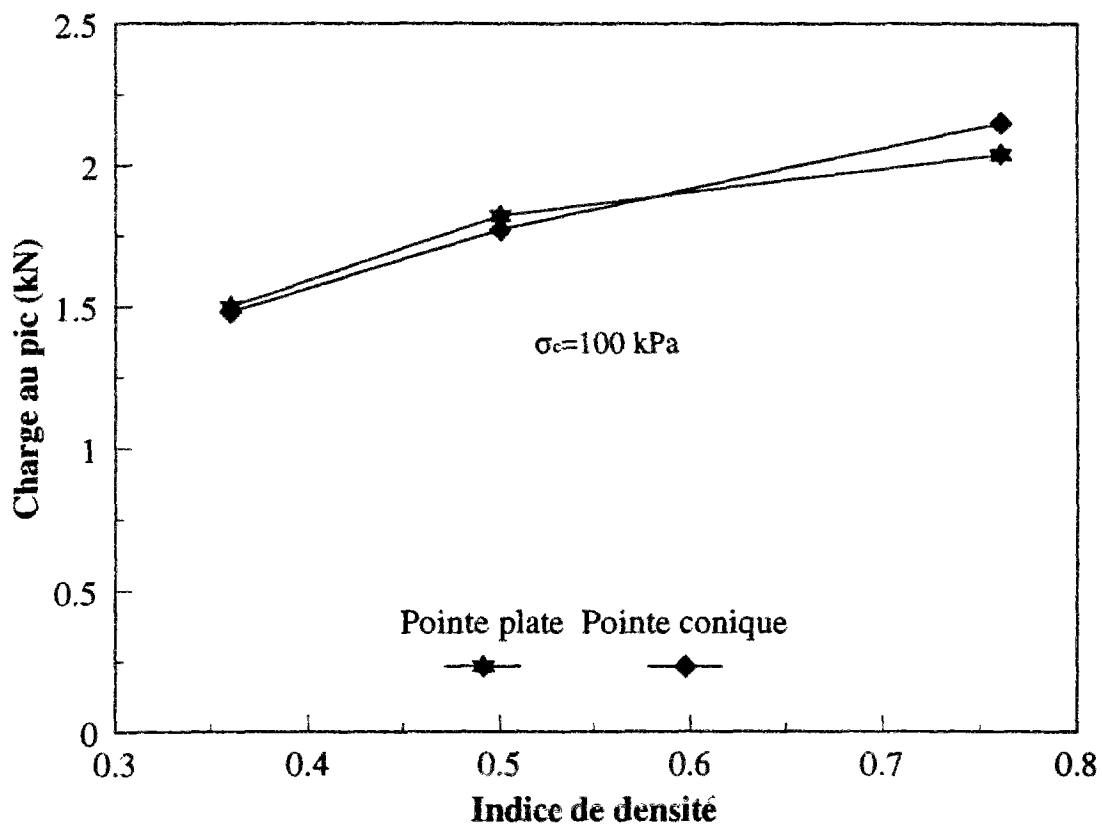


Charge centrale pic    Charge centrale palier    Charge au coin



(b)

**Figure IV.8** Influence de l'indice de densité sur la charge limite mobilisable sur l'inclusion centrale et sur les modèles de coin : (a) modèles à pointe plate et fût rugueux ; (b) modèles à pointe conique et fût rugueux



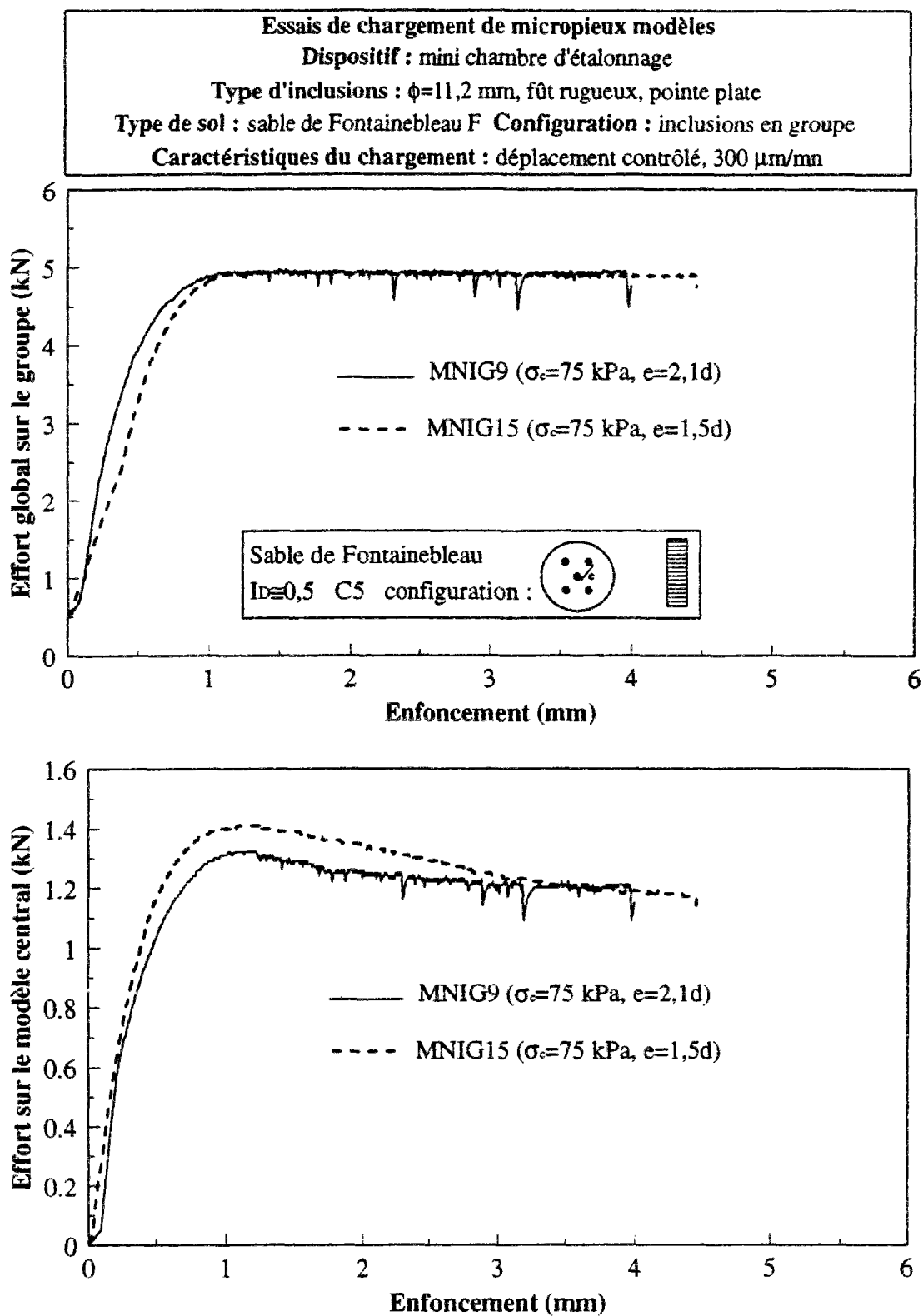
**Figure IV.9** Influence de la forme de la pointe sur la résistance de pic mesurée sur le modèle central

#### IV.3.4. Influence de l'espacement relatif

L'espacement relatif entre les inclusions constitue un paramètre très important dont l'influence doit être clairement quantifiée en vue de déterminer un espacement relatif optimum pour la mise en oeuvre des micropieux. On présente ci-dessous les résultats que l'on a pu obtenir en ce qui concerne ce paramètre.

##### IV.3.4.1. Cas de l'ordre d'installation C5

Une première évaluation de l'effet de l'entr'axe relatif a pu être réalisée à partir des essais MNIG9 et MNIG15, correspondant à des espacements relatifs de 2,1d et 1,5d pour un même ordre d'installation (C5), et réalisés dans un sable d'indice de densité 0,5 et sous une contrainte de consolidation de 75 kPa. La figure IV. 10 montre les résultats des deux essais en termes de courbe de chargement globale de la cellule et de courbe de chargement du modèle central uniquement.

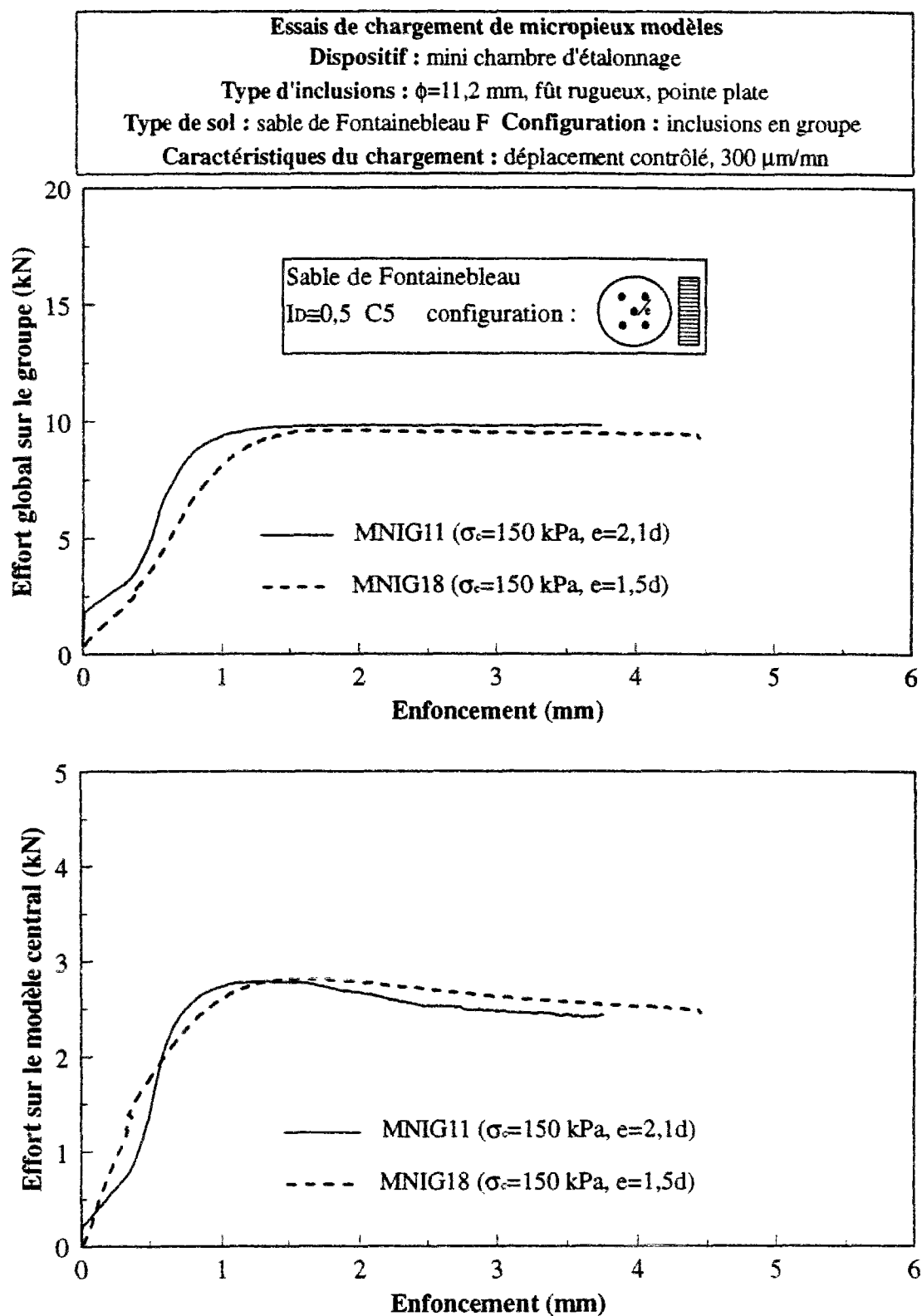


**Figure IV.10 Influence de l'entr'axe relatif sur la réponse de la cellule à cinq inclusions.**  
**Cas de l'ordre d'insallation C5 et la contrainte de consolidation de 75 kPa**

En ce qui concerne la charge globale mesurée sur la cellule, on ne remarque pas de différence significative entre les deux essais. La charge mesurée sur le modèle central, elle, évolue légèrement avec l'entr'axe relatif pour ces faibles espacements testés. On constate une différence au niveau des efforts mobilisés au maximum. Dans le cas où l'espacement est de  $2,1d$ , on a un maximum évalué à  $1,3 \text{ kN}$ . Pour l'espacement de  $1,5d$ , ce maximum est de  $1,4 \text{ kN}$ . Aux grands enfoncements, les deux courbes présentent le même palier ( $1,15 \text{ kN}$ ).

A la suite de ce résultat, on a évalué cet effet d'espacement pour un niveau de consolidation supérieur. Il s'agit des deux essais MNIG11 ( $e=2,1d$ ) et MNIG18 ( $e=1,5d$ ). L'ordre d'installation est toujours le même (C5). Le sable est à indice de densité  $0,5$  et le niveau de consolidation est de  $150 \text{ kPa}$ . La figure IV.11 présente la comparaison entre ces deux résultats. Là aussi, on ne met pas en évidence d'effet significatif de l'espacement relatif sur les efforts mobilisés. Ceci est vrai pour la charge globale et pour la charge mesurée sur le modèle situé au centre de la cellule élémentaire de l'étude.

Ces deux résultats peuvent être expliqués probablement par une densification similaire dans les deux cas. Le rapprochement des modèles de  $2,1d$  à  $1,5d$  n'a pas plus d'influence sur les zones de mobilisations créées.



*Figure IV.11 Influence de l'entr'axe relatif sur la réponse de la cellule à cinq inclusions.  
 Cas de l'ordre d'installation C5 et la contrainte de consolidation de 150 kPa*

#### **IV.3.4.2. Cas de l'ordre d'installation C3**

Dans ce paragraphe, on étudie toujours l'effet de la variation de l'espacement relatif de 2,1d à 1,5d, mais pour un ordre d'installation C3 ; le modèle central est installé en troisième. Il s'agit de comparer les résultats des essais MNIG16 et MNIG17 ( $\sigma_c=75$  kPa) et ceux des essais MNIG19 et MNIG20 ( $\sigma_c=150$  kPa). Sur les figures IV.12 et IV.13, on remarque que, là aussi, pour cet ordre d'installation, on n'observe pas de différence significative au niveau des efforts, si ce n'est une tendance remarquable à mobiliser davantage de résistance dans le cas d'un espacement de 1,5d et pour le niveau de consolidation de 75 kPa.

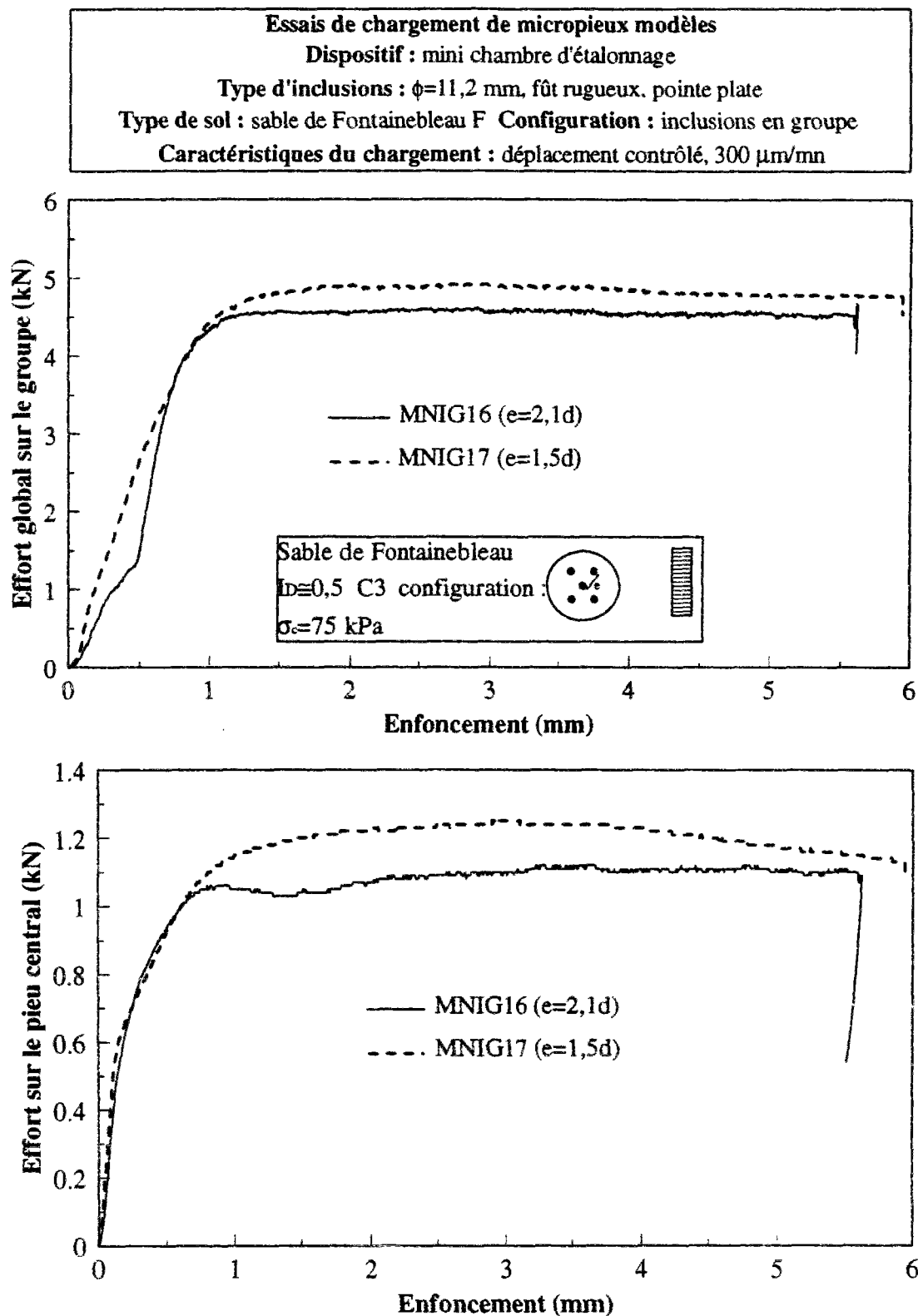
#### **IV.3.5. Influence de l'ordre d'installation**

Au cours de notre recherche bibliographique, on a mis en évidence l'absence de résultats concernant l'influence de l'ordre de mise en place. En l'occurrence, l'effet de ce paramètre est très mal connu et une étude spécifique a été envisagée dont les objectifs sont les suivants :

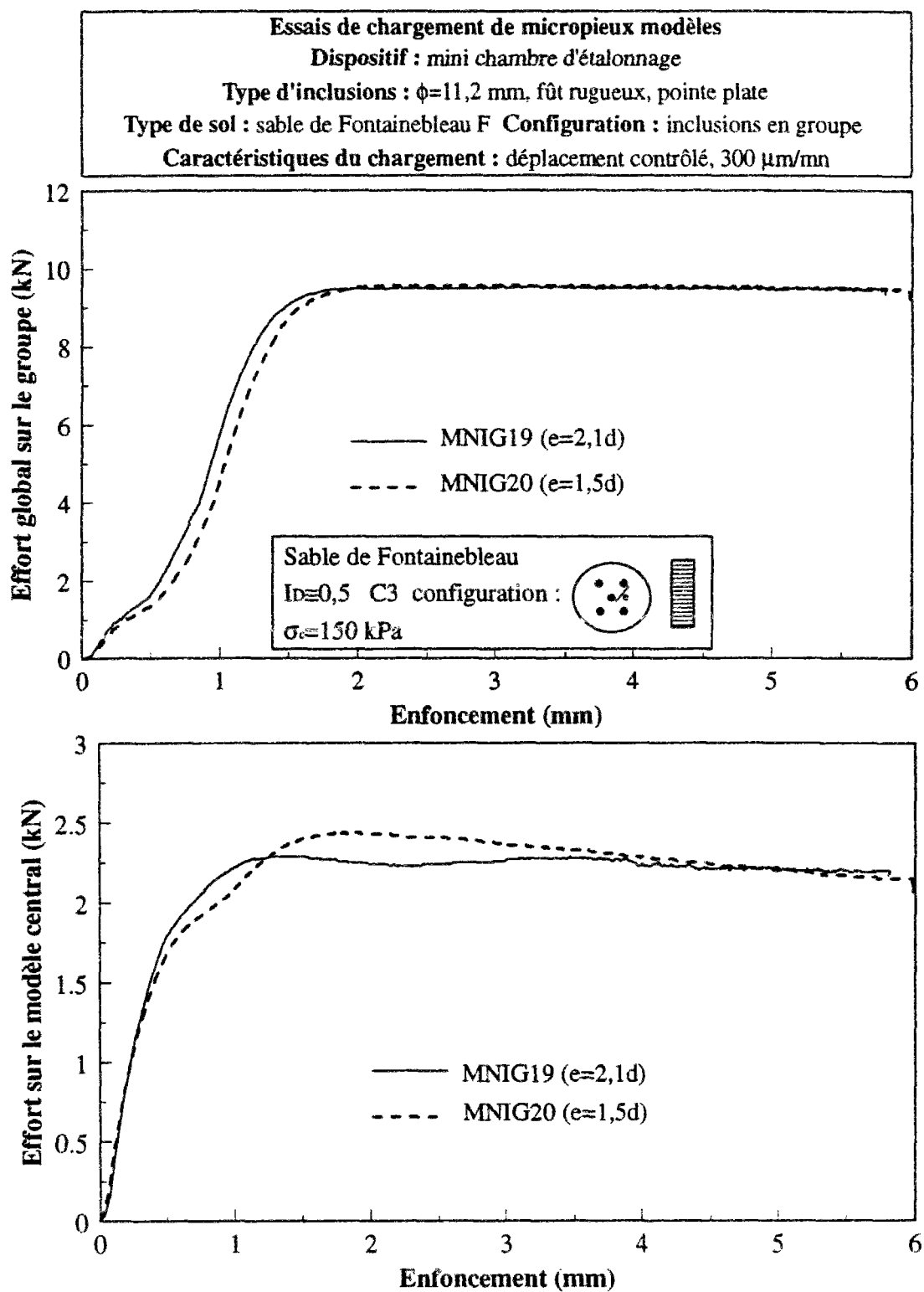
- 1- obtenir une idée suffisamment claire de l'influence de ce paramètre sur les résultats obtenus à partir de notre étude,
- 2- essayer d'en déduire des éléments concernant des règles pratiques liées à la recherche d'un ordre d'installation optimum pour des applications réelles (compromis entre l'effet maximum et les contraintes de réalisation sur chantier).

Dans le cadre de ce travail on a testé trois ordres d'installation, à savoir l'ordre d'installation C1 où le modèle central est installé en premier, l'ordre d'installation C5 où le modèle central est mis en place en dernier et un ordre d'installation C3 intermédiaire où le modèle central est installé en troisième. L'ordre d'installation C3 paraît être un mode d'installation assez facile à mettre en oeuvre dans la pratique. Par ailleurs, les deux autres ordres d'installation correspondent à des cas extrêmes qui doivent permettre d'obtenir des effets maximum dans un sens ou dans l'autre.





*Figure IV.12 Influence de l'entr'axe relatif sur la réponse de la cellule à cinq inclusions.  
 $I_D=0,5$ , ordre d'installation C3 et contrainte de consolidation de 75 kPa*



**Figure IV.13 Influence de l'entr'axe relatif sur la réponse de la cellule à cinq inclusions.**  
 $I_D=0,5$ , ordre d'installation C3 et contrainte de consolidation de 150 kPa

#### **IV.3.5.1. Cas d'un massif lâche ( $I_D=0,36$ )**

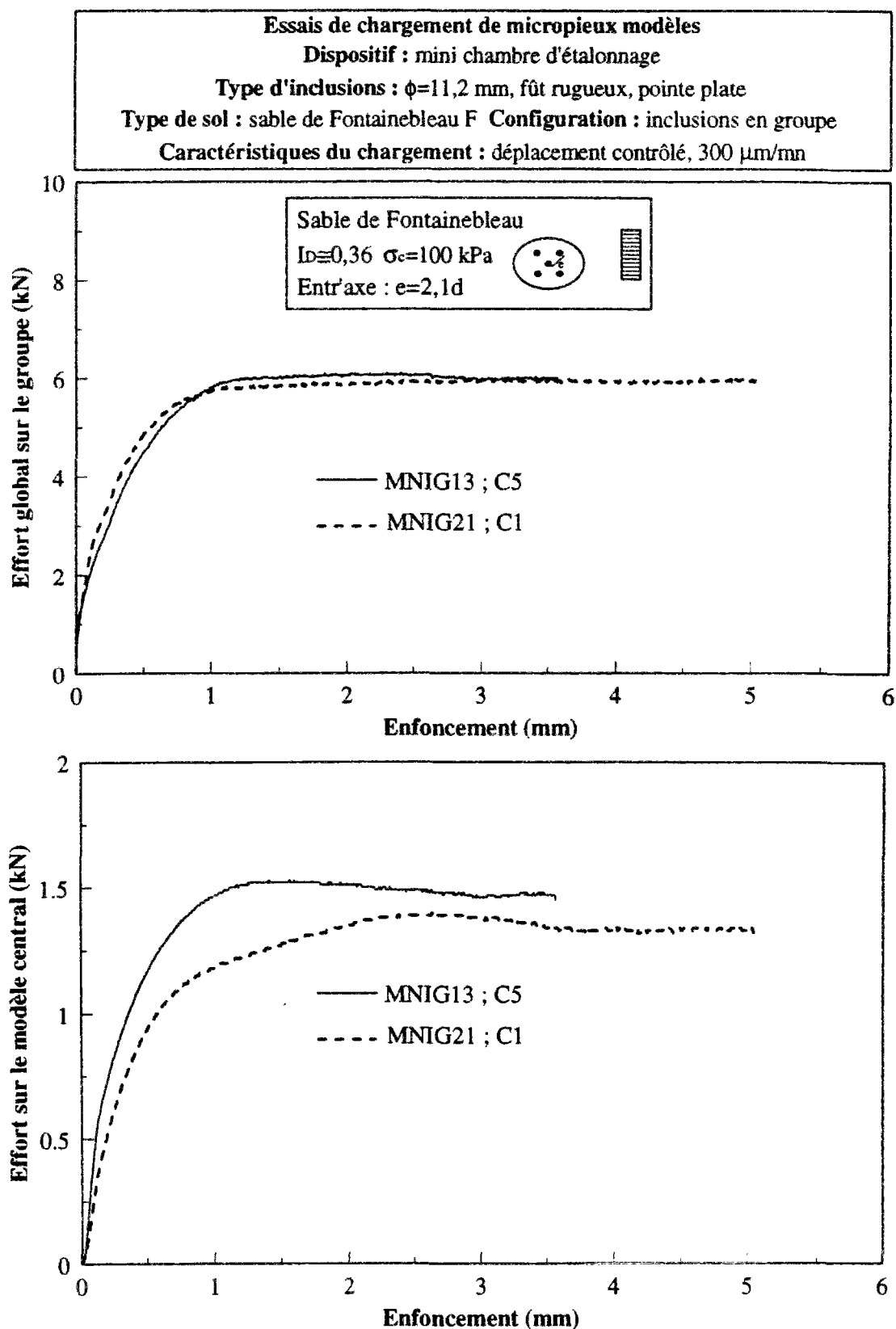
Les essais MNIG13 et MNIG21 permettent d'évaluer l'influence de l'ordre d'installation (cas extrêmes: C5 et C1) sur le comportement d'un groupe mis en place dans un sable lâche d'indice de densité  $\approx 0,36$ . L'espacement est de  $2,1d$  et le niveau de consolidation est de 100 kPa.

La figure IV.14 montre la comparaison entre ces deux essais, toujours en terme de charge globale appliquée sur la structure de cinq inclusions et en terme de l'effort appliqué sur le modèle central. On remarque que l'ordre de fonçage n'a pas d'influence notable sur la capacité portante globale du groupe (cellule de 5 inclusions). Par contre, la charge reprise par le micropieu central dépend de l'ordre de fonçage. Le fonçage du micropieu central en dernier est plus avantageux. Pour un enfoncement  $1/10$  du diamètre et pour l'ordre d'installation C5, on mobilise sur le modèle central une charge d'environ 20% supérieure à celle mobilisée dans le cas de l'ordre d'installation C1 (1,51 kN et 1,22 kN). A cause d'un probable relâchement dans la zone d'influence du modèle central quand celui-ci est installé en premier, le palier de charge est obtenu plus tard (20% de  $d$  d'enfoncement en plus). Pour ces grands déplacements, le décalage entre les courbes diminue avec une différence résiduelle de 10%.

#### **IV.3.5.2. Cas d'un massif dense ( $I_D=0,76$ )**

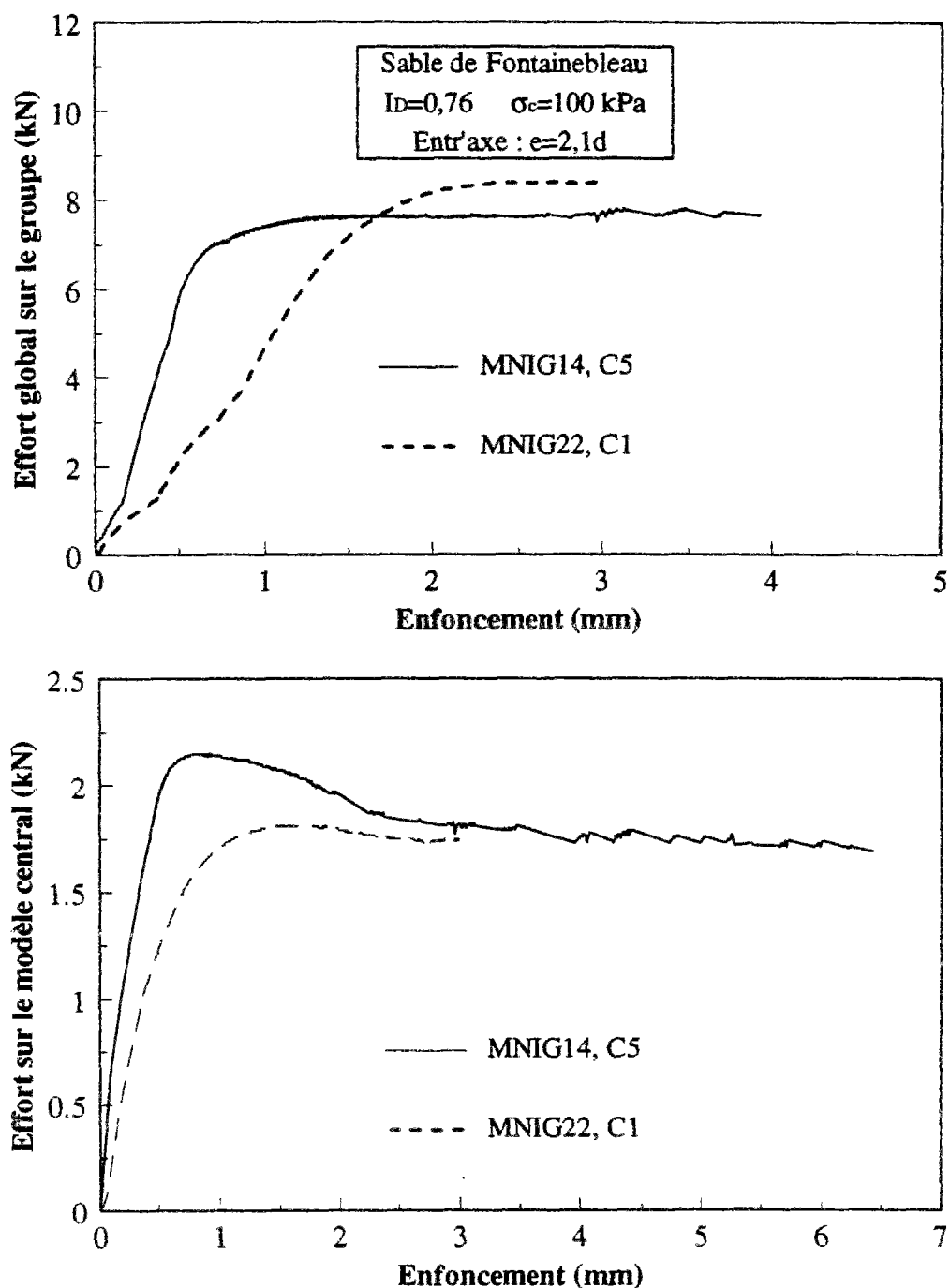
Les essais MNIG14 et MNIG22 permettent de voir, dans le cas d'un sable dense l'effet des mêmes ordre d'installation mentionnés ci-dessus. La comparaison des résultats issus de ces deux essais est présentée sur la figure IV.15. On observe que, dans ce cas, l'ordre de fonçage a une influence significative sur la capacité portante globale et centrale. En ce qui concerne le micropieu central, l'installation en dernier de celui-ci est plus avantageuse : on a une réponse plus rigide avec apparition d'un pic suivi d'un radoucissement. Aux grands enfoncements, on tend vers une même résistance résiduelle. Quantitativement, une augmentation de 20 % est notée (1,8 kN à 2,15 kN) pour un enfoncement de  $0,1d$ .

En ce qui concerne la capacité portante du groupe, il est difficile de tirer de conclusion quantitative. En s'appuyant sur ce résultat, on a quantifié une diminution de 8% (8,3 kN à 7,6 kN) avec un avantage pour l'ordre d'installation C1. Ceci veut dire que le fonçage du



**Figure IV.14 Influence de l'ordre d'installation des modèles sur la réponse observée : cas du sable lâche, espacement  $2,1d$  et contrainte de consolidation de 100 kPa**

**Essais de chargement de micropieux modèles**  
**Dispositif : mini chambre d'étalonnage**  
**Type d'inclusions :  $\phi=11,2$  mm, fût rugueux, pointe conique**  
**Type de sol : sable de Fontainebleau F** Configuration : inclusions en groupe  
**Caractéristiques du chargement : déplacement contrôlé, 300  $\mu\text{m}/\text{mn}$**



*Figure IV.15 Influence de l'ordre d'installation des modèles sur la réponse observée : cas du sable dense, espacement 2,1d et contrainte de consolidation de 100 kPa*

micropieu central en dernier a une influence négative sur les micropieux adjacents (diminution de 1,63 kN à 1,36 kN).

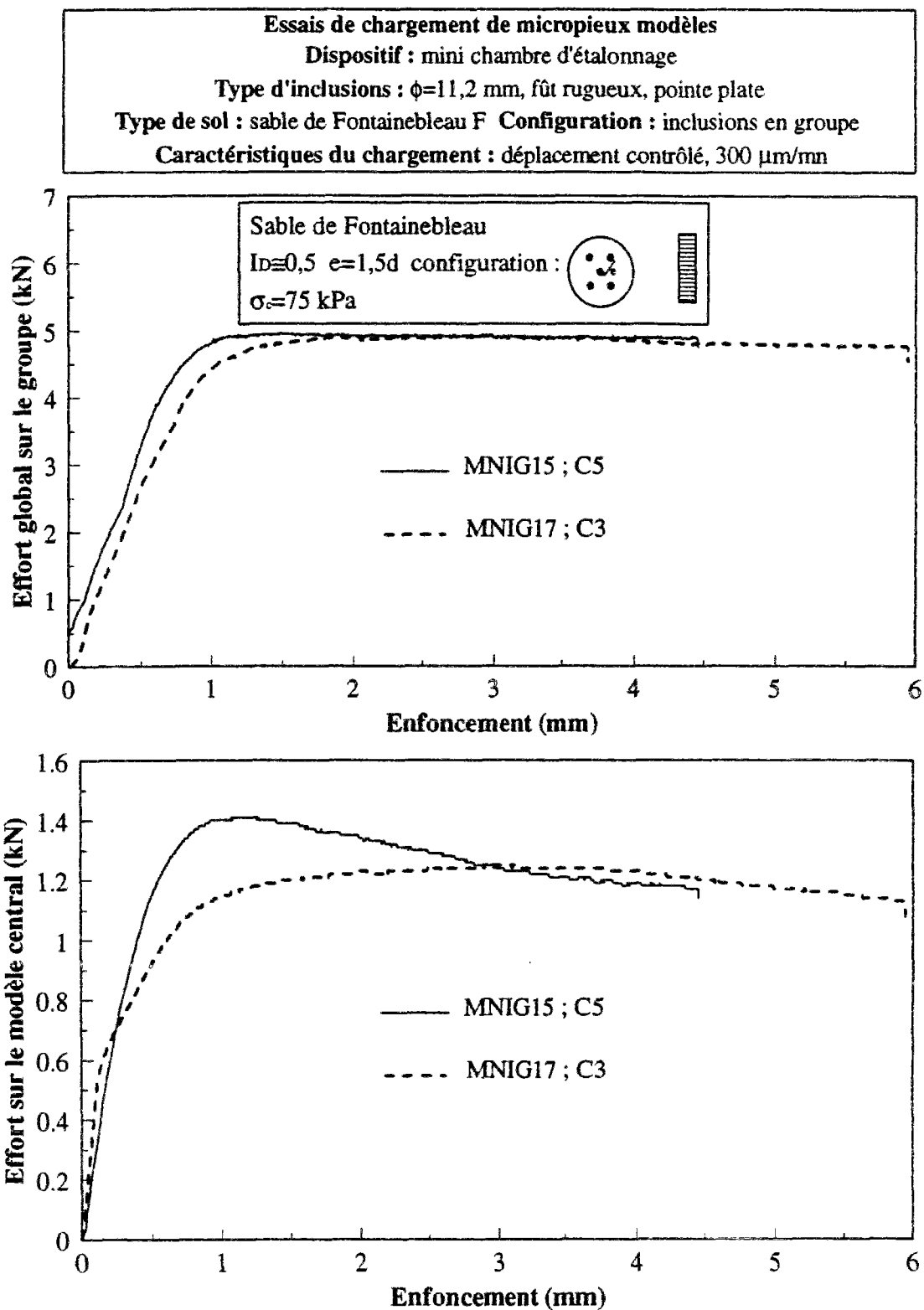
Ces premiers résultats simples montrent que, sur un chantier correspondant à la réalisation d'un grand nombre de micropieux, le schéma d'implantation des micropieux ne sera pas neutre, et aura certainement une influence sur la capacité portante globale du groupe (si, bien sûr, les micropieux sont en interaction), et il pourra être intéressant d'optimiser ce schéma d'implantation.

#### **IV.3.5.3. Cas d'un massif à densité moyenne ( $I_D=0,5$ )**

On réexamine, ici les résultats présentés dans les paragraphes IV.3.4.1 et IV.3.4.2 dans l'optique d'étudier l'influence de l'ordre d'installation. On présente ici un résultat typique. La figure IV.16 présente une comparaison entre les résultats des essais MNIG15 et MNIG17. Les ordres d'installation correspondant à C5 et C3, l'espacement entre les modèles est  $1,5d$  et le niveau de consolidation est de 75 kPa.

En ce qui concerne les efforts globaux, on n'observe pas de différence significative. Par contre, une différence importante est notée pour le modèle central, avec un maximum bien marqué pour le cas C5. Aux grands déplacements, les courbes correspondant aux deux ordres d'installation se confondent. Pour un enfoncement d' $1/10$  du diamètre, la charge mobilisée sur le modèle installé en dernier (C5) est de 20% supérieure à celle mobilisée sur le modèle installé en troisième (C3).

D'autres comparaisons sont présentées sur la figure 3 de l'annexe 3. Ces résultats confirment les commentaires faits pour la figure IV.16.



**Figure IV.16** Influence de l'ordre d'installation des modèles sur la réponse observée : cas du sable à densité moyenne, espacement  $1,5d$  et contrainte de consolidation de 75 kPa

#### IV.4. QUANTIFICATION DES EFFETS DE GROUPES

Une quantification partielle de l'effet de groupe pour les fondations profondes chargées axialement se fait généralement à partir de l'évaluation d'un coefficient d'efficacité global, défini par :

$$C_e = \frac{Q_g}{n \times Q_i}$$

où  $Q_g$  est la capacité portante du groupe, et  $Q_i$  capacité portante du pieu isolé,  $n$  étant le nombre de pieux dans le groupe (cf. chapI partie 3). On résume brièvement ci-dessous les résultats principaux concernant ce coefficient :

Vesic (1977) donne des coefficients d'efficacité supérieurs à l'unité pour des espacements relatifs variant entre  $2d$  et  $6d$ . Le maximum est obtenu pour un espacement relatif de  $2d$ , et, dans un sable lâche, il est égal à 2. Lizzi et al. (1979) montrent que le coefficient d'efficacité est supérieur à l'unité pour les espacements compris entre  $2d$  et  $6d$  avec un maximum de 1,3 pour  $3,5d$ . Dans le même contexte, Poulos and Davis (1990) recommandent des coefficients d'efficacité compris entre 1,3 et 2. En France, les règles techniques préconisent des coefficients d'efficacité inférieurs ou égal à l'unité.

Ces éléments montrent qu'il existe des écarts significatifs entre les différents auteurs. C'est dans ce contexte que l'on va travailler pour essayer de réduire le taux de dispersion existant entre ces différents travaux. Dans l'état actuel de notre travail, on possède deux bases de données. L'une a été présentée dans le chapitre III dont les caractéristiques sont données dans le tableau III.2 du chapitre en question. Les essais correspondants ont été consacrés à l'étude des modèles isolés qui servent de référence par rapport aux groupes élémentaires. L'autre base de données a été présentée ci-dessus (caractéristiques données dans le tableau IV.1). En s'appuyant sur l'ensemble de ces données, on va pouvoir quantifier des coefficients d'efficacité. On va en particulier essayer de quantifier l'évolution de ce coefficient en fonction des paramètres contrainte de consolidation, densité et forme de la pointe.

La méthodologie adoptée pour étudier l'effet de groupe sur les micropieux a consisté à étudier un groupe élémentaire de cinq micropieux en mesurant la capacité portante globale du groupe ainsi que la capacité portante du micropieu central influencé par la présence des quatre micropieux de coin. Ceci nous permet alors de définir deux coefficients d'efficacité, l'un issu

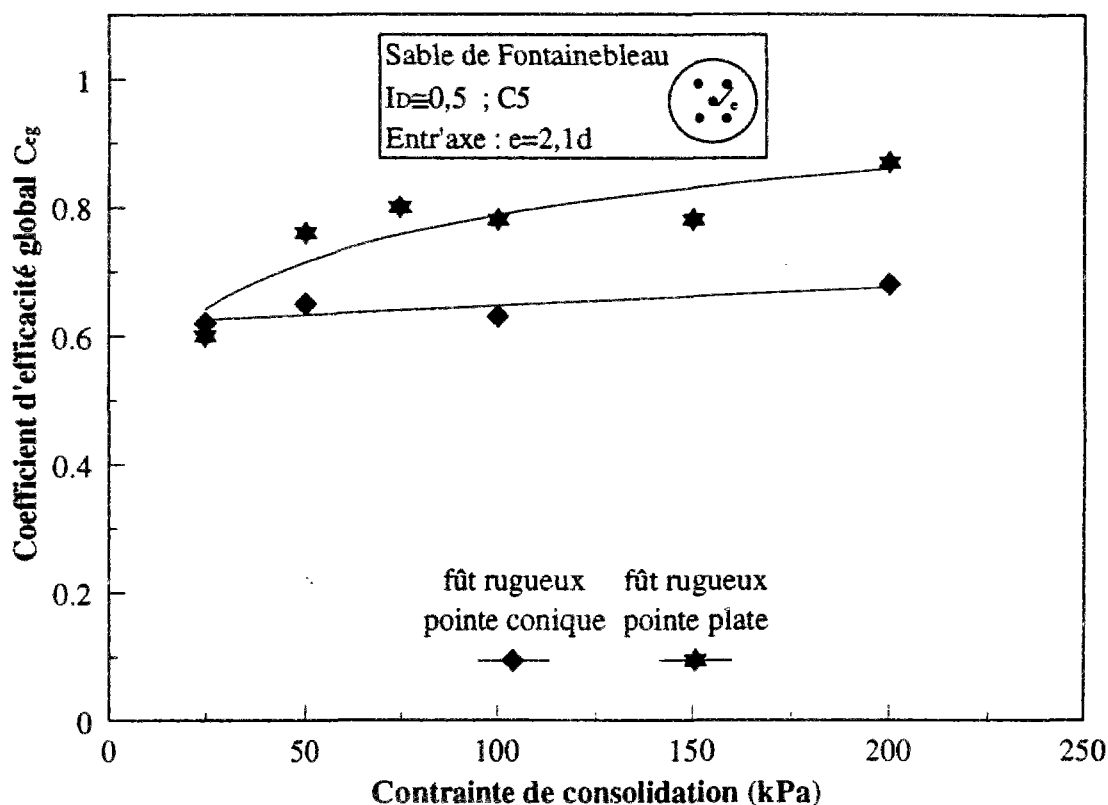


de la charge globale et que l'on appelle coefficient d'efficacité global  $C_{eg}$  et un autre, issu de la charge reprise par le micropieu central, que l'on appelle coefficient d'efficacité unitaire  $C_{eu}$ .

#### IV.4.1. Evaluation du coefficient d'efficacité global

##### IV.4.1.1. Influence de la contrainte de consolidation

La figure IV.17 montre l'évolution du coefficient d'efficacité global en fonction de la contrainte de consolidation appliquée au massif pour des groupes de micropieux modèles à fût rugueux et à pointe conique ou plate forcés puis chargés dans un massif de densité moyenne ( $I_D=0,5$ ). L'espacement entre les modèles de coin et le modèle central est de  $2,1d$  et l'ordre d'installation est C5.



**Figure IV.17** Influence de la contrainte de consolidation sur la valeur du coefficient d'efficacité global ; ordre d'installation C5 et entr'axe  $2,1d$

On remarque que le coefficient d'efficacité déduit de la charge globale est toujours inférieur à l'unité, et ceci à la fois pour les micropieux à pointe plate et les micropieux à pointe conique.

Les coefficients d'efficacité globaux évalués dans le cas des essais réalisés avec des modèles à pointe plate sont supérieurs à ceux obtenus pour les modèles à pointe conique. Par ailleurs, hormis le point correspondant au niveau de consolidation de 25 kPa pour les modèles à pointe plate, ces résultats nous laisse penser que ces coefficients d'efficacité globaux sont quasi indépendants du niveau de consolidation. En effet, pour les modèles à pointe conique, les valeurs sont comprises entre 0,62 et 0,68 et, pour les modèles à pointe plate, sont entre 0,76 et 0,87 (à l'exception de la valeur 0,6 obtenue pour 25 kPa de consolidation).

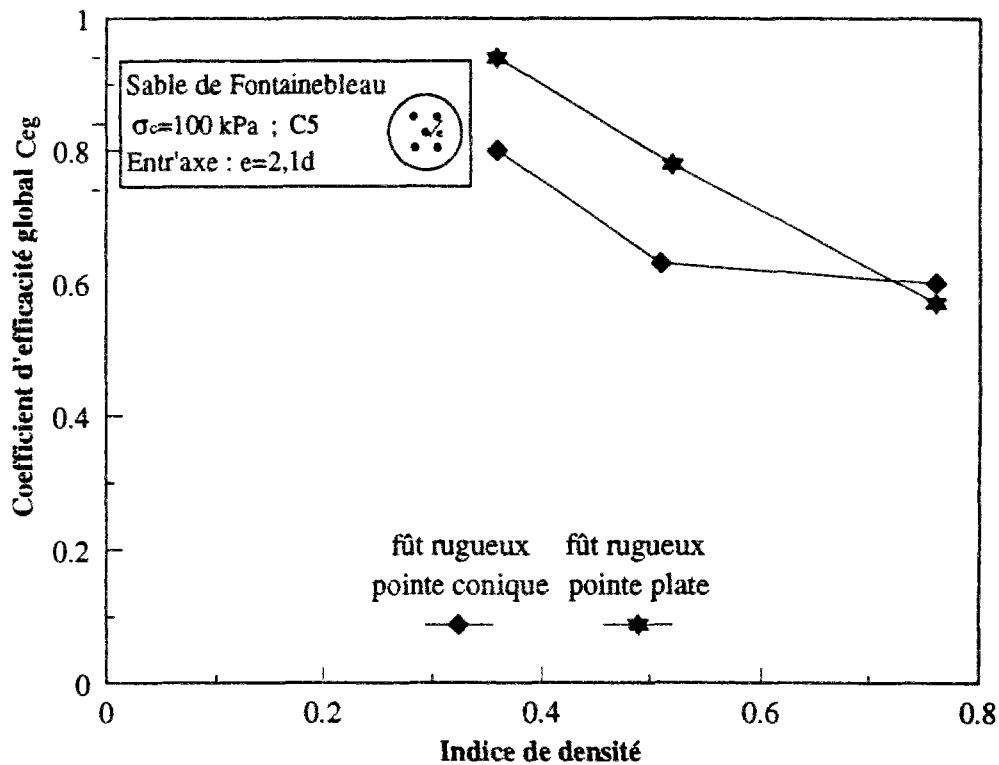
Il est important de se poser la question de savoir si ces coefficients sont réalistes ou si les faibles valeurs obtenus sont liées à des problèmes d'effet de bord.

Si les conditions à respecter pour minimiser les effets de bord sur les modèles isolés sont relativement bien connues (cf. chapitre I partie 4), ces conditions sont très mal connues quand il s'agit de groupes. On essayera de donner quelques éléments concernant ce problème à partir de l'étude réalisée en chambre d'étalonnage.

#### **IV.4.1.2. Influence de la densité**

L'influence de l'indice de densité du sable sur le coefficient d'efficacité global  $C_{eg}$  est présentée sur la figure IV.18. Celui-ci est toujours inférieur à l'unité, et les valeurs les plus élevées sont obtenues pour l'état de densité le plus lâche, que ce soit pour les pointes plates ou les pointes coniques.

Ce résultat est cohérent et correspond à des mécanismes de déformation autour des modèles qui varient en fonction de la densité. Pour les sables initialement lâches, la déformation se produit avec une densification globale du matériau correspondant à un comportement contractant, et on améliore donc les caractéristiques mécaniques du sable autour des modèles. Pour les sables initialement denses, par contre, on va observer une dilatance globale du sol autour des inclusions au cours de leur installation et une diminution globale de densité du matériau autour des inclusions avec diminution de ses caractéristiques mécaniques. Ce mécanisme existe pour l'inclusion isolée, mais il va être amplifié lorsque plusieurs inclusions sont en interaction, ce qui se traduit par de faibles coefficients d'efficacité globaux.



**Figure IV.18** Influence de l'indice de densité initiale sur la valeur du coefficient d'efficacité global  $C_{eg}$

En ce qui concerne l'influence de la forme de la pointe, on observe que les pointes plates donnent des coefficients d'efficacité globaux plus élevés que les pointes coniques sauf pour le matériau dense pour lequel on retrouve probablement les mêmes mécanismes de rupture sous la pointe dans les deux cas (cône). Il est probable aussi que dans les massifs denses, on a un effet de bord qui n'est pas négligeable. Les charges limites sont les mêmes pour les deux types d'inclusions. Pour les structures lâches, par contre, la pointe plate doit produire un mécanisme de densification et d'amélioration plus intéressant que la pointe conique.

#### IV.4.2. Evaluation du coefficient d'efficacité unitaire

L'évaluation du coefficient d'efficacité unitaire est faite en comparant la charge limite du micropieu central en interaction avec les quatre modèles de coin avec la charge limite du micropieu isolé pour les mêmes conditions initiales du massif.

$$C_{eu} = \frac{Q_c}{Q_i}$$

Les charges limites prises en compte pour l'inclusion au sein du groupe sont les valeurs de pic, correspondant à un enfoncement de  $\approx 1$  mm (10% du diamètre), et non les valeurs résiduelles de palier obtenues pour des enfoncements supérieurs. Ces valeurs de pic sont directement comparables avec les valeurs limites obtenues pour les inclusions isolées à la même valeur d'enfoncement.

#### IV.4.2.1. Influence de la contrainte de consolidation

La figure IV.19 montre l'influence de la contrainte de consolidation sur  $C_{eu}$ , pour les deux formes de pointes (pointe plate et pointe conique).

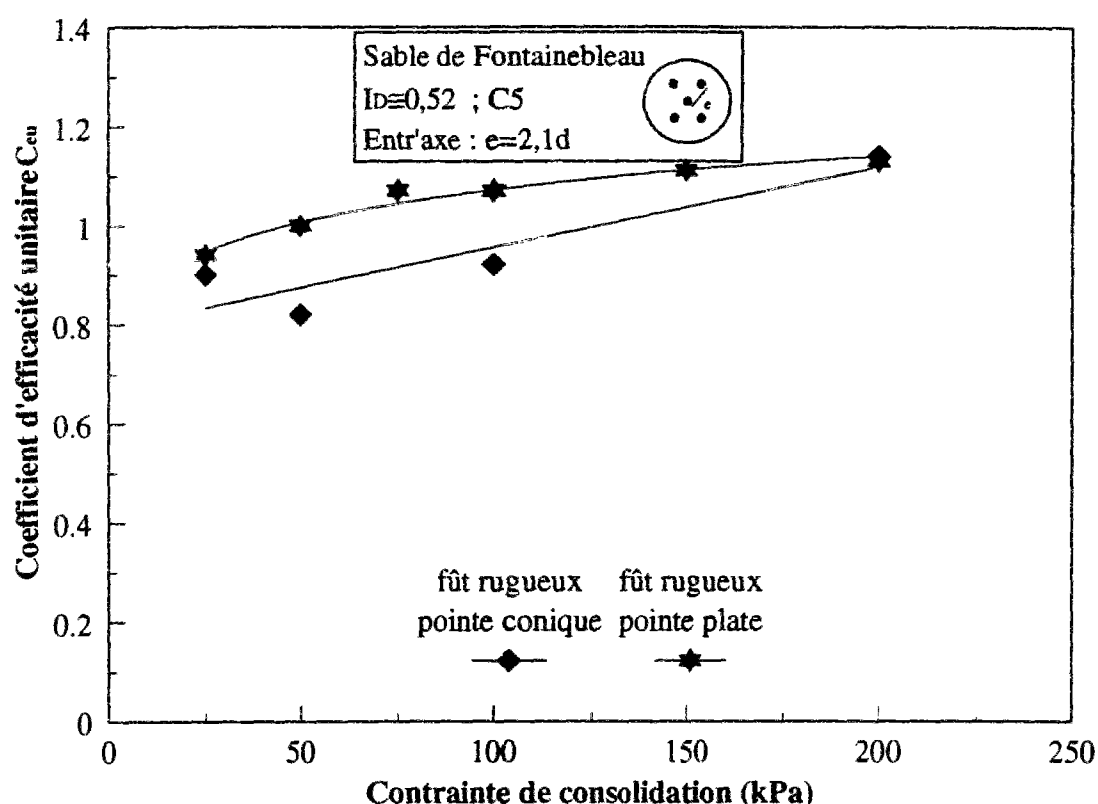


Figure IV.19 Influence de la contrainte de consolidation sur la valeur du coefficient d'efficacité unitaire  $C_{eu}$  ; ordre d'installation C5 et entr'axe 2,1d

Dans les deux cas, on constate qualitativement le même type d'influence, avec une augmentation de  $C_{eu}$  avec  $\sigma_c$ . Pour les pointes plates,  $C_{eu}$  varie entre 0.93 et 1.12 lorsque  $\sigma_c$  passe de 25 kPa à 200 kPa. Pour les pointes coniques,  $C_{eu}$  varie de 0.83 à 1.12 pour la même plage de variation de  $\sigma_c$ . Il est important de noter que le coefficient unitaire est plus élevé que le coefficient global, et prend des valeurs supérieures à 1, ce qui n'était pas le cas de  $C_{eg}$ . Or,

dans le cas d'un grand nombre de micropieux en interaction , c'est bien  $C_{eu}$  qui sera représentatif du comportement d'une inclusion « générique » au sein du groupe (hormis les micropieux périphériques), et non  $C_{eg}$  qui rend compte d'un coefficient global caractéristique d'une structure bien particulière, composée d'un petit nombre d'inclusions (2,3,4.etc.).

En ce qui concerne la forme des pointes, les pointes plates donnent des coefficients d'efficacité supérieurs aux pointes coniques, ce qui est cohérent avec les résultats trouvés pour  $C_{eg}$ .

#### **IV.4.2.2. Influence de l'indice de densité**

La figure IV.20 montre l'influence de l'indice de densité sur les valeurs de  $C_{eu}$  obtenues, pour les deux formes de pointes. On constate ici dans les deux cas une décroissance de  $C_{eu}$  avec la densité, cohérente avec les tendances obtenues pour  $C_{eg}$ . Par contre, là aussi, les valeurs obtenues sont plus élevées que pour  $C_{eg}$ . En ce qui concerne les pointes plates,  $C_{eu}$  passe de 1,17 à 0,7 lorsque  $I_D$  varie de 0,36 à 0,76.

Pour les pointes coniques,  $C_{eu}$  passe de 1,04 à 0,85 pour la même plage d'indice de densité. On passe donc, là aussi, de valeurs supérieures à 1 (effet positif) pour le sable lâche à des valeurs inférieures à 1 (effet négatif) pour le sable dense, d'où l'importance du paramètre densité initiale du sable sur les effets d'interaction constatés lors du chargement.

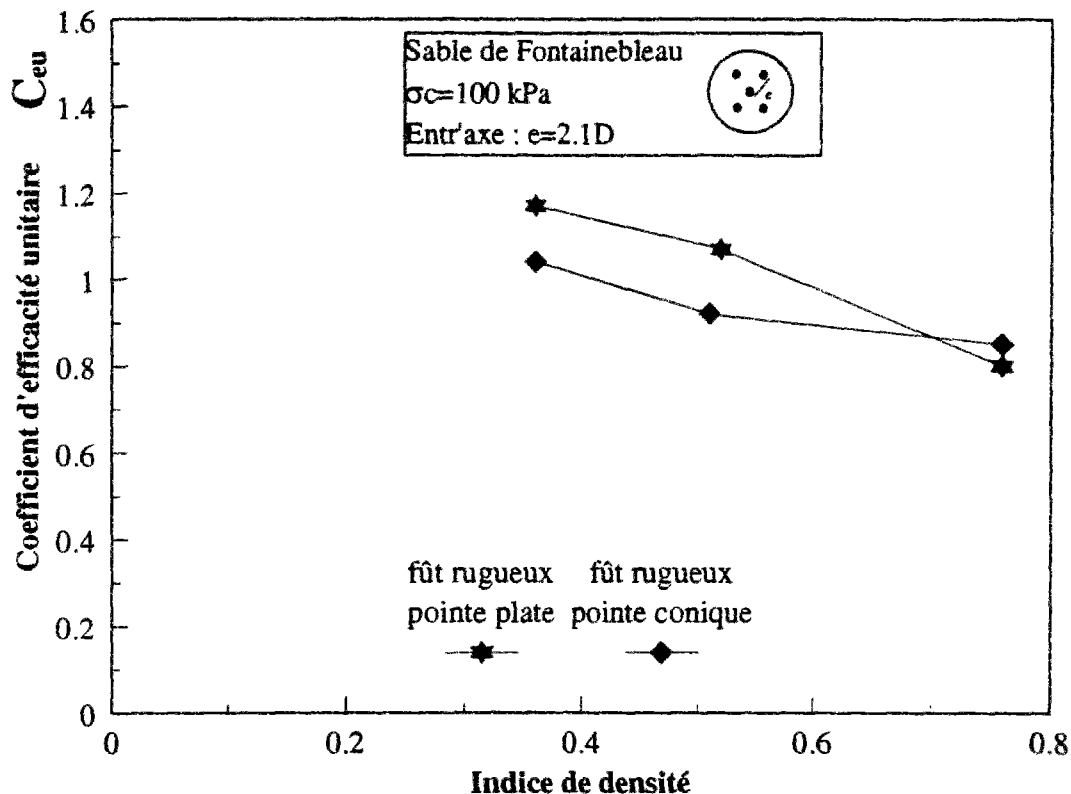


Figure IV.20 Influence de l'indice de densité initiale sur la valeur du coefficient d'efficacité unitaire  $C_{eu}$  ; ordre d'installation C5 et entr'axe 2,1d

#### IV.5. ETUDE PRELIMINAIRE DE L'EFFET DE L'ENTR'AXE ET DE L'ORDRE D'INSTALLATION SUR LES COEFFICIENTS D'EFFICACITE

On rappelle que les résultats présentés dans le paragraphe IV.4 sont issus des essais pour lesquels on a fixé l'espacement relatif à 2,1d et l'ordre d'installation est C5. Dans ce paragraphe on utilise les résultats présentés dans les paragraphes IV.3.4 et IV.3.5 de ce chapitre pour évaluer les coefficients d'efficacité pour d'autres espacement (1,5d) et pour d'autres ordres d'installation (C1 et C3).

En ce qui concerne le coefficient d'efficacité global, on n'a pas remarqué de différence remarquable avec l'espacement relatif et l'ordre d'installation.

On étudie dans la suite le coefficient d'efficacité unitaire :

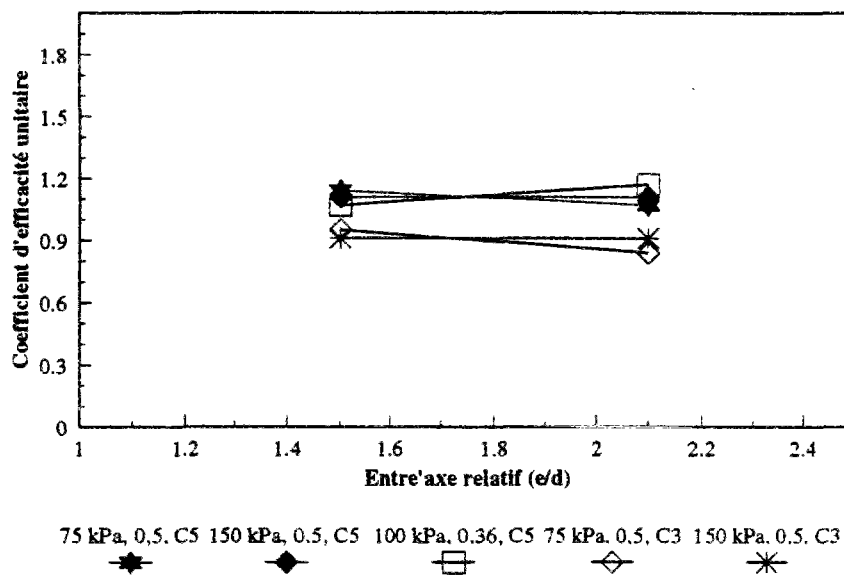
##### a) Influence de l'espacement relatif (2,1d et 1,5d)

-  $C_{eu}=1.07$  et  $1.14$  pour les essais MNIG9 et MNIG15 ( $\sigma_c=75$  kPa,  $I_D=0.5$  et ordre d'installation C5).

- $C_{eu}=1,11$  pour les essais MNIG11 et MNIG18 ( $\sigma_c=150$  kPa,  $I_D=0,5$  et ordre d'installation C5).
- $C_{eu}=0,84$  et  $0,95$  pour les essais MNIG16 et MNIG17 ( $\sigma_c=75$  kPa,  $I_D=0,5$  et ordre d'installation C3).
- $C_{eu}=0,91$  pour les essais MNIG19 et MNIG20 ( $\sigma_c=150$  kPa,  $I_D=0,5$  et ordre d'installation C3).

L'ensemble de ces résultats sont présentés sur la figure IV.21 qui permet d'en faire la synthèse.

On remarque que pour les entr'axe relatifs testés, l'ordre d'installation est un paramètre qui peut avoir une influence non négligeable sur le coefficient d'efficacité unitaire, variation plus importante que celle provoquée par l'entr'axe relatif. Les résultats présentés sur la figure IV.21 correspondent aux deux ordres d'installations C5 et C3.



**Figure IV.21 Effet de l'entr'axe relatif et de l'ordre d'installation sur le coefficient d'efficacité unitaire**

b) Influence de l'ordre d'installation (C5 et C1)

- $C_{eu}=1,17$  et  $0,95$  pour les essais MNIG13 (C5) et MNIG21 (C1) ( $\sigma_c=100$  kPa,  $I_D=0,36$  et espacement relatif de 2.1d)

-  $C_{eu}=0,8$  et  $0,67$  pour les essais MNIG14 (C5) et MNIG22 (C1) ( $\sigma_c=100$  kPa,  $I_D=0,76$  et espacement relatif de  $2,1d$ ).

## CONCLUSIONS

Le travail présenté dans ce chapitre constitue une première approche de la quantification des effets de groupe sur des modèles de micropieux. On a tout d'abord fixé notre objectif consistant à étudier l'interaction existant entre les inclusions dans le cas de groupes constitués d'un grand nombre de micropieux. Pour cela, on a choisi d'étudier une étude sur une cellule élémentaire (ou groupe élémentaire) de 5 micropieux modèles et de quantifier l'interaction existant entre les quatre modèles de coin et le modèle central, cette interaction paraissant représentative de l'interaction existant au sein d'un grand nombre de micropieux.

Outre l'étude classique de l'effet de la contrainte de consolidation (profondeur) et de l'indice de densité, on a abordé l'étude de l'effet de l'entr'axe relatif et de l'ordre d'installation. Les entr'axes testés ont été  $2,1d$  et  $1,5d$ . Le paramètre ordre d'installation a été étudié dans un souci d'optimisation du schéma d'implantation d'un grand nombre de micropieux.

Les résultats issus de cette étude nous ont permis de faire une première quantification de l'effet de groupe. Cette quantification est faite en se référant aux résultats des essais sur des modèles isolés présentés aux chapitre III. Les essais réalisés sur les groupes élémentaires nous ont permis de quantifier deux coefficients d'efficacité, à savoir un coefficient issu de la mesure de la charge globale sur la cellule de cinq modèles (coefficient d'efficacité global) et un autre issu de la mesure de la charge sur le modèle central en interaction avec les quatre modèles de coin (coefficient d'efficacité unitaire). Le coefficient d'efficacité global pour un ordre d'installation des modèles C5 (cf. figure IV.2) et pour un entr'axe de  $2,1d$  évolue légèrement avec le niveau de consolidation en restant (pour les niveaux testés) inférieur à 1. Avec l'augmentation de l'indice de densité, ce coefficient diminue sensiblement. Il varie de  $0,9$  à  $0,6$  pour les indices de densité  $0,36$  et  $0,76$  respectivement.

En ce qui concerne le coefficient d'efficacité unitaire, on a vu qu'il est toujours supérieur au coefficient d'efficacité global et il peut prendre des valeurs supérieures à 1. Les valeurs les plus élevées sont enregistrées dans le sable lâche. On signale que les coefficients d'efficacité



correspondant aux modèles avec des pointes plates sont systématiquement supérieurs à ceux correspondant aux modèles avec des pointes coniques.

En ce qui concerne l'effet de l'ordre d'installation et de l'entr'axe relatif (2,1 et 1,5d), on a vu que ces deux paramètres n'influent pas sensiblement sur la charge globale appliquée sur les cinq modèles ; par contre, sur le modèle central, on peut s'attendre à des différences qui peuvent atteindre 20 % dans certains cas.

Dans les deux chapitres qui suivent, on se fixe comme objectif d'étudier l'effet de groupe sur la résistance en pointe et sur le frottement latéral d'une manière découplée.

## ***CHAPITRE V***

### ***MOBILISATION DE LA RESISTANCE EN POINTE : EXPERIMENTATION ET MODELISATION PAR UNE LOI HYPERBOLIQUE***



## INTRODUCTION

On a présenté dans les chapitres III et IV de ce mémoire un programme d'essais relativement important sur modèles  $\Phi 11,2$  mm. Ces essais, réalisés dans une « mini » chambre d'étalonnage, ont eu pour objectif, à partir d'expérimentations relativement simples, de dégrossir le problème des effets de groupe et de donner des éléments sur l'influence de paramètres de base (densité du massif, niveau de contrainte appliqué, entr'axe des inclusions, ordre d'installation) sur le développement d'effets de groupe.

Le principe des essais réalisés était de comparer la réponse d'une inclusion isolée à la réponse de la même inclusion soumise à l'interaction de quatre inclusions adjacentes (cellule de cinq modèles), approchant ainsi la réponse d'un modèle « générique » situé au sein d'un grand nombre de modèles (figure IV.1 du chapitre IV).

Cette étude préliminaire a permis de définir deux coefficients d'efficacité, à savoir un coefficient d'efficacité global  $C_{eg}$ , rendant compte de l'effet de structure lié à la configuration particulière adoptée (5 inclusions) et un coefficient d'efficacité unitaire  $C_{eu}$ , rendant compte du comportement du modèle central uniquement, influencé par les modèles adjacents, par rapport à un modèle isolé.

La plupart des essais réalisés avaient été interprétés en termes de charge limite en tête, et les coefficients  $C_{eg}$  et  $C_{eu}$  définis correspondaient à la réponse globale des modèles ( $q_u + q_s$ ).

Une première série d'essais a aussi été réalisée sur un modèle instrumenté en pointe (isolé), mais les résultats obtenus ont été tout d'abord interprétés en termes de résistance en pointe limite uniquement (paragraphe III.5.2 du chapitre III).

Il apparaît cependant important de s'intéresser à la manière dont se mobilise la résistance en pointe (ainsi d'ailleurs que le frottement latéral, ce qui sera abordé dans le chapitre suivant) au cours du chargement, ceci en vue de pouvoir modéliser la courbe de chargement complète de l'inclusion, depuis l'état initial jusqu'à la rupture complète.

Le modèle instrumenté en pointe permettant un tel type d'analyse des courbes de chargement, on s'est attaché à réaliser un programme d'essais complémentaires avec ce modèle, isolé ou

au sein d'un groupe, en vue d'analyser les essais réalisés, en termes de mobilisation de la résistance en pointe.

## V.1. OBJECTIF DU TRAVAIL REALISE

L'objectif a donc été ici d'examiner les courbes de mobilisation de la résistance en pointe dans le cas du modèle isolé puis du modèle au sein du groupe en comparant les deux, et de proposer une modélisation de ces résultats à partir d'une approche hyperbolique.

## V.2. PROGRAMME D'ESSAIS

Les essais examinés dans cette partie sont décrits dans les tableaux III.1 et III.3 du chapitre III pour ce qui est des essais sur modèles isolés et dans le tableau V.1 ci-dessous pour ce qui est des essais en groupe.

Essai	$\sigma'_c$ (kPa)	$I_D$	Type de pointe	Entr'axe	ordre d'installation*
MIPG1	75	0,5	plate	2,1d	C5
MIPG2	75	0,5	plate	2,1d	C3
MIPG3	75	0,5	plate	1,5d	C5
MIPG4	75	0,5	plate	1,5d	C3
MIPG5	150	0,5	plate	2,1d	C5
MIPG6	150	0,5	plate	2,1d	C3
MIPG7	150	0,5	plate	1,5d	C5
MIPG8	150	0,5	plate	1,5d	C3

\* C5 correspond à la mise en place du micropieu Central en dernier (cinquième)

C3 correspond à la mise en place du micropieu Central en troisième

**Tableau V.1 Caractéristiques des essais réalisés sur cellules de 5 inclusions; modèle central instrumenté en pointe**

Les essais présentés dans le tableau V.1 permettent de mettre en évidence l'influence de l'entraxe relatif et de l'ordre d'installation des modèles sur les courbes de mobilisation de la résistance en pointe  $q_u$ , par rapport aux courbes de mobilisation obtenues pour le modèle isolé.

On a fixé l'indice de densité à 0,5 et la pointe utilisée est une pointe plate. Les niveaux de consolidation testés sont 75 et 150 kPa.

### **V.3. MOBILISATION DE LA RESISTANCE EN POINTE POUR LES MODELES ISOLES**

Les essais réalisés sur les micropieux isolés instrumentés présentent un double intérêt. Ils doivent, d'une part, permettre d'évaluer l'influence des paramètres de base sur la résistance en pointe d'un micropieu isolé (valeurs limite et courbe de mobilisation), et, d'autre part, servir de référence pour l'étude de l'effet de groupe sur la résistance en pointe pour le cas de cellules composées de plusieurs inclusions.

#### **V.3.1. Résultat typique**

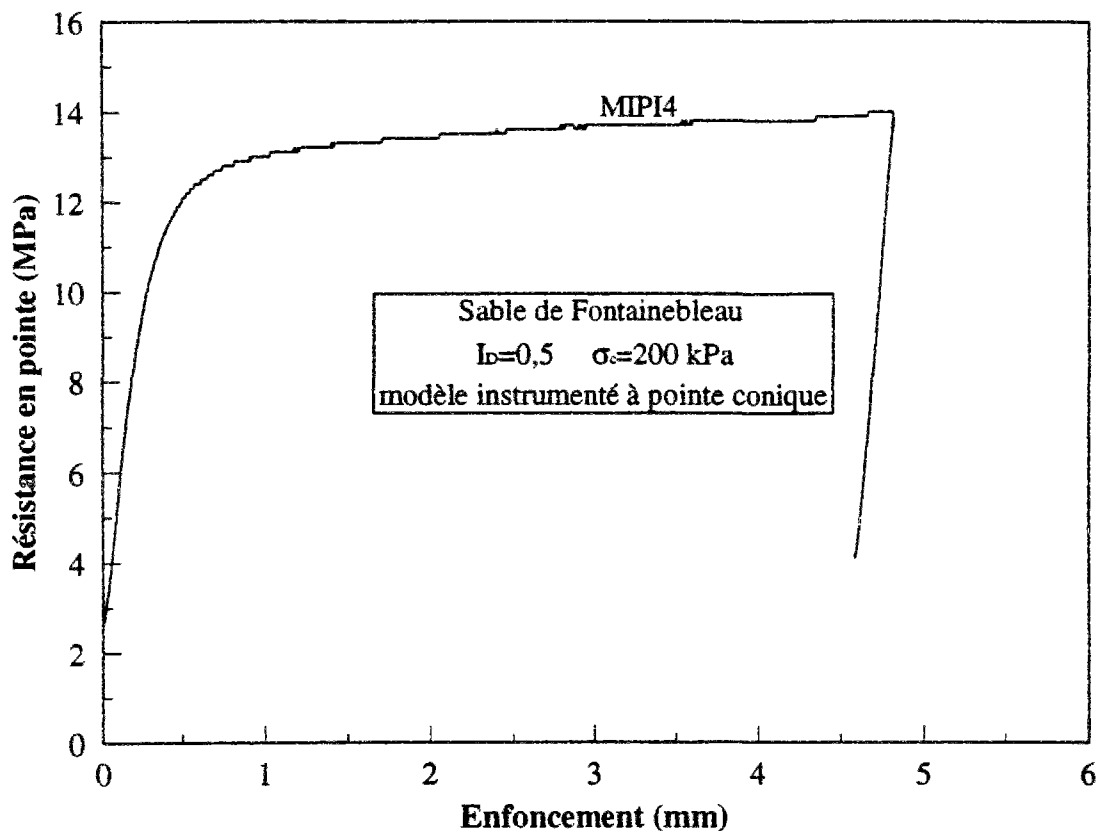
La figure V.1 montre un résultat typique de mobilisation de la résistance en pointe au cours d'un essai de chargement (essai MPI4) réalisé sur le modèle instrumenté en pointe. La forme de la pointe est conique, l'indice de densité du massif est égal à 0,5 et la contrainte de consolidation est de 200 kPa.

On remarque la mobilisation des efforts à partir de la contrainte résiduelle mesurée à la fin de l'installation. Cette contrainte résiduelle est égale à 2,6 MPa. De manière analogue à ce que l'on avait observé pour les charges globales dans les chapitres précédents, la courbe de mobilisation de la résistance en pointe comporte trois phases :

- une première phase quasi-linéaire, correspondant à un comportement quasi élastique. Cette phase s'étend jusqu'à un enfoncement d'environ 0,02d. La charge correspondant à cet enfoncement est d'environ 70% de la charge limite.
- une seconde phase où l'on observe une non-linéarité croissante rendant compte d'une irréversibilité de plus en plus grande due essentiellement à la formation d'un bulbe plastique au dessous de la pointe.
- une troisième phase correspondant à la rupture. La charge de rupture est atteinte pour un enfoncement d'environ 0,10d (10% du diamètre du modèle).

Cette résistance limite est de l'ordre de 13,1 MPa et la résistance résiduelle enregistrée au début du chargement représente 20% de cette résistance limite. Ceci témoigne de l'importance à accorder à la prise en compte des contraintes résiduelles dans tout calcul de dimensionnement de fondations profondes.

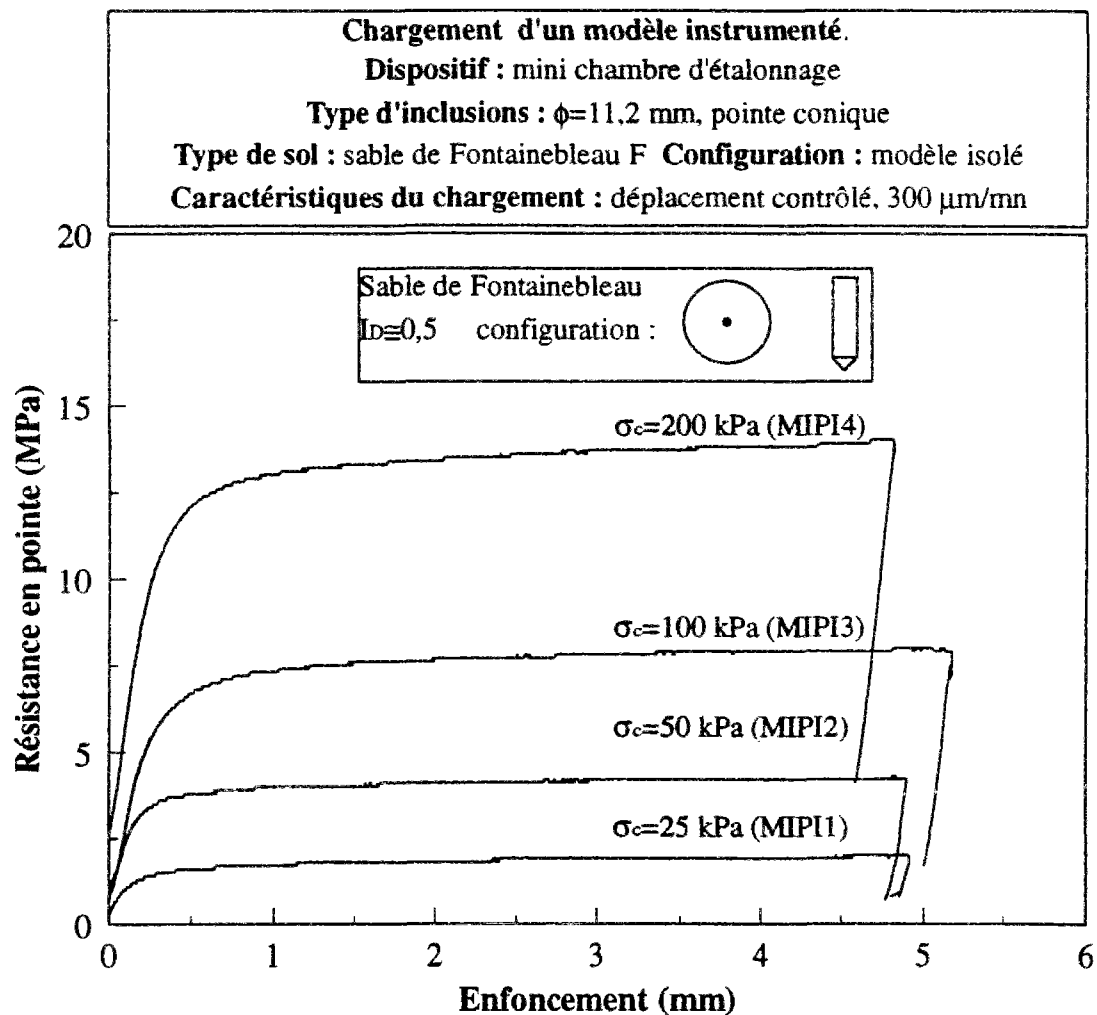
On constate par ailleurs, qu'au déchargement final (à la suite du chargement statique), les contraintes résiduelles sont de l'ordre de 4 MPa (30% de la résistance limite).



*Figure V.1 Courbe typique de mobilisation de la résistance en pointe pour un modèle instrumenté isolé*

### V.3.2. Influence de la contrainte de consolidation: cas de la pointe conique

On étudie dans ce paragraphe l'influence de la contrainte de consolidation  $\sigma_c$  appliquée au massif simulant l'effet de la profondeur, pour un indice de densité moyen du matériau ( $I_D = 0,5$ ). La figure V.2 montre quatre courbes de mobilisation, obtenues pour 4 contraintes de consolidation (25, 50, 100, et 200 kPa).



**Figure V.2 Influence de la contrainte de consolidation du massif sur les courbes de mobilisation de la résistance en pointe**

On constate sur la figure V.2 que les courbes de mobilisation ont des formes qualitativement analogues lorsque  $\sigma_c$  augmente. Les remarques suivantes peuvent être faites en ce qui concerne l'influence de  $\sigma_c$  :

- la résistance résiduelle enregistrée à la fin de l'installation augmente systématiquement avec la contrainte de consolidation. Notons qu'on avait eu, au cours de l'essai MIPI3 ( $\sigma_c=100$  kPa), un choc sur la cellule, ce qui a provoqué la diminution de la contrainte résiduelle et donc une faible contrainte résiduelle pour cet essai. C'est pour cette raison que l'on constate que les contraintes résiduelles qui correspondent aux essais MIPI3 ( $\sigma_c=100$  kPa) et MIPI2 ( $\sigma_c=50$  kPa) sont quasiment égales.
- En ce qui concerne les rigidités initiales des courbes de chargement, on a réalisé un zoom (figure V.3) sur le début des courbes (phase quasi-élastique). On constate que la rigidité la

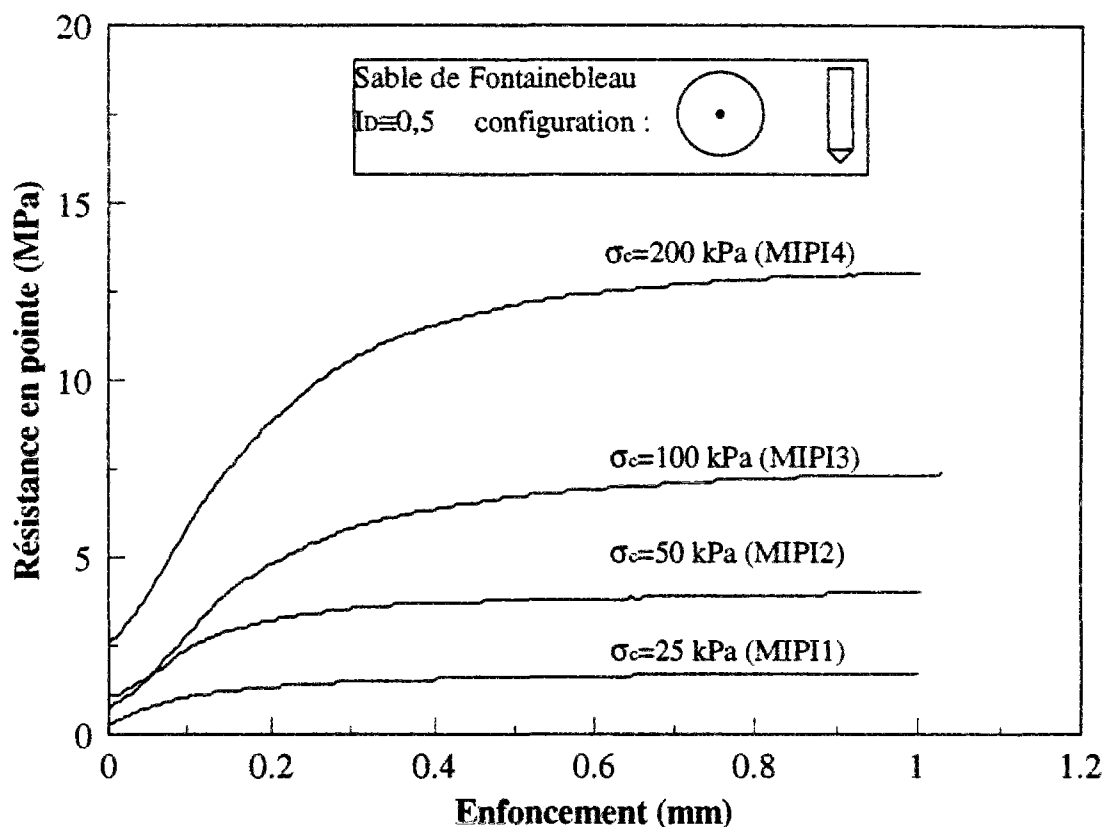


plus faible est obtenue pour l'essai MIPI1 ( $\sigma_c=25$  kPa). La rigidité initiale augmente de manière sensible avec la contrainte de consolidation.

- La résistance en pointe limite augmente considérablement avec le niveau de consolidation.

On observe une quasi-proportionnalité de  $q_u$  avec  $\sigma_c$ .

- Les contraintes résiduelles provoquées par l'installation du modèle et normalisées par la résistance en pointe limite semblent indépendantes du niveau de consolidation. Elles représentent en moyenne de l'ordre de 20% (hormis le résultat de l'essai MIPI3).

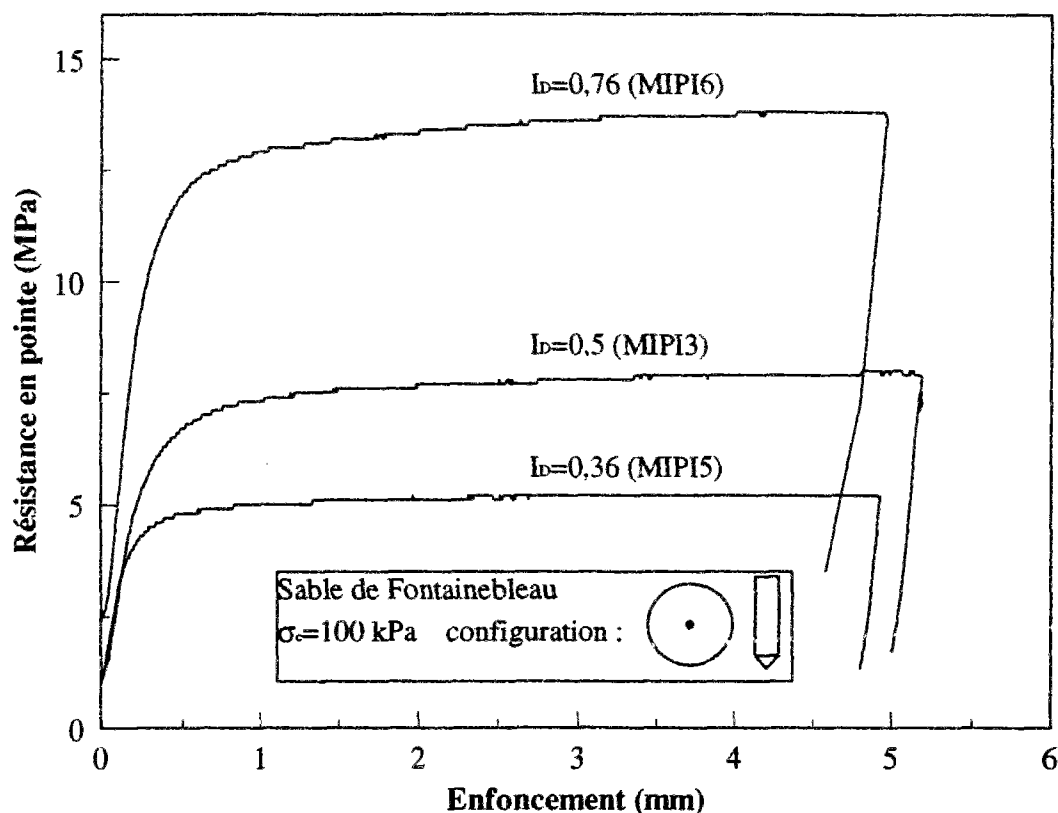


**Figure V.3 Influence de la contrainte de consolidation du massif sur les courbes de mobilisation de la résistance en pointe : partie initiale des courbes**

### V.3.3. Influence de l'indice de densité: cas de la pointe conique

On présente dans ce paragraphe l'influence de l'indice de densité initial du massif sur la mobilisation de la résistance en pointe. La contrainte de consolidation est fixée à 100 kPa. Outre l'indice de densité moyen de référence ( $I_D = 0,5$ ), on a sélectionné deux autres indices de densité, l'un correspondant à un état lâche ( $I_D = 0,36$ ) et l'autre à un état relativement dense

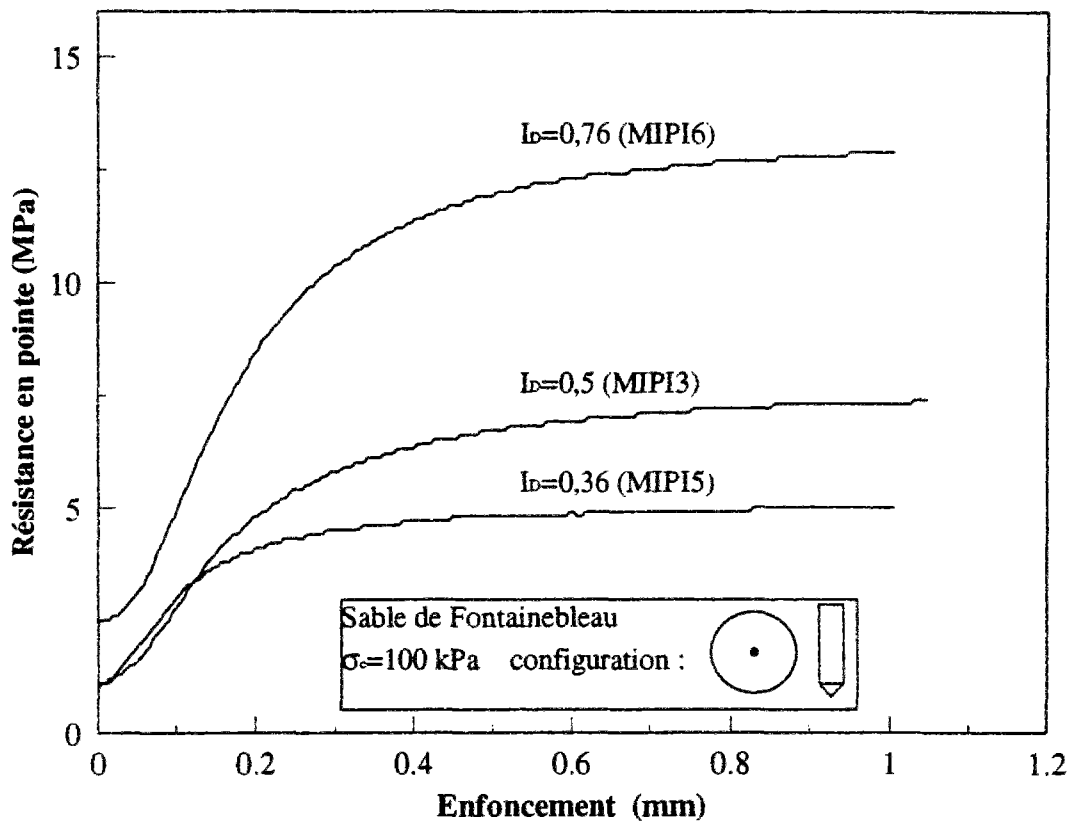
( $I_D = 0,76$ ). La figure V.4 montre les évolutions des courbes de mobilisation avec l'indice de densité.



**Figure V.4 Influence de l'indice de densité du massif sur la mobilisation de la résistance en pointe**

Cette figure permet de faire les remarques suivantes :

- On observe une forte augmentation des contraintes résiduelles lorsque la densité initiale du massif augmente (on passe de 1 MPa pour  $I_D = 0,36$  à 2,4 MPa pour  $I_D = 0,76$ ).
- Une augmentation sensible de la rigidité initiale est aussi notée avec l'augmentation de l'indice de densité (figure V.5). Par ailleurs, l'étendue de la première phase de mobilisation quasi-linéaire est plus importante dans le cas d'un sable dense (jusqu'à un enfoncement de  $0,02d$ ) par rapport à un sable lâche (jusqu'à un enfoncement de  $0,01d$ ). Une remarque qu'on aurait pu faire aussi pour les évolutions avec le niveau de consolidation
- la résistance en pointe limite augmente sensiblement avec l'indice de densité ( 5 MPa à 13 MPa)
- on retrouve aussi des contraintes résiduelles normalisées indépendantes de l'indice de densité. Elles sont de l'ordre de 18 à 20%.



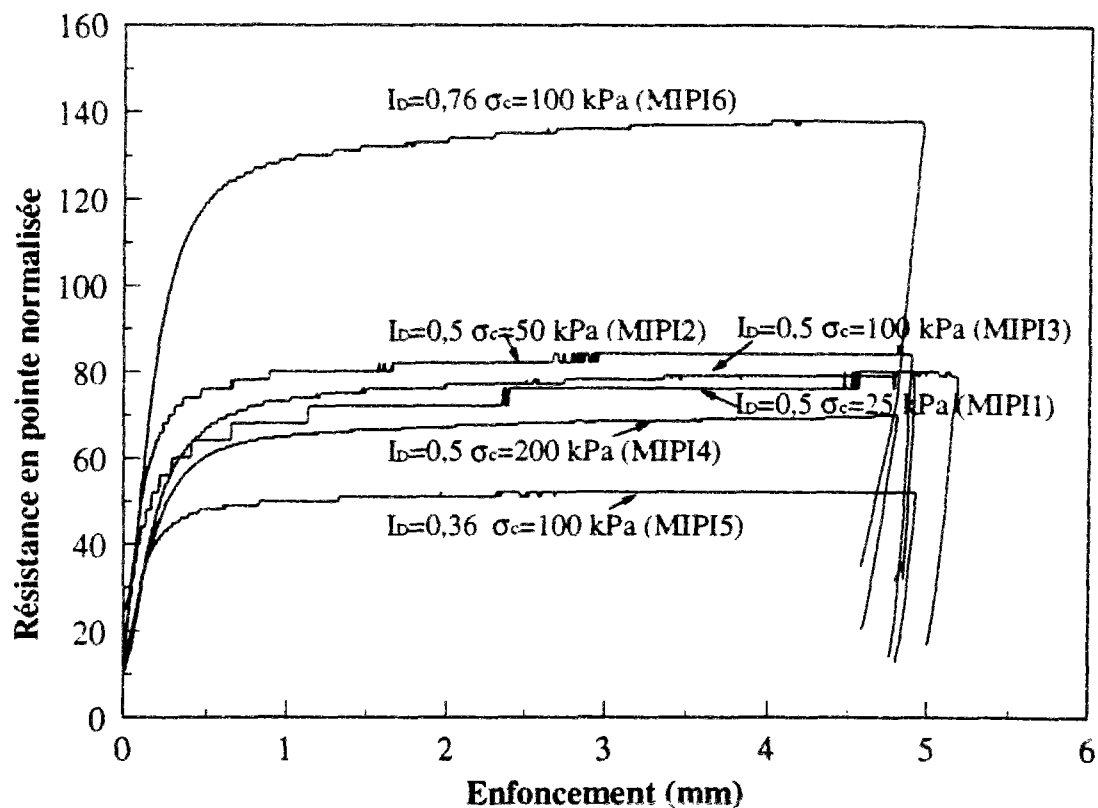
**Figure V.5** Influence de l'indice de densité du massif sur la mobilisation de la résistance en pointe. Zoom sur la partie initiale des courbes

L'augmentation de la densité initiale du massif a donc globalement une influence analogue à celle de l'augmentation du niveau de consolidation sur les courbes de mobilisation de la résistance en pointe.

#### V.3.4. Normalisation par la contrainte de consolidation

A partir des résultats présentés sur les figures V.2 et V.4, on a vu qu'il serait intéressant d'essayer de normaliser les courbes de mobilisation de la résistance en pointe par rapport à la contrainte de consolidation. Sur la figure V.6, on peut observer que les essais réalisés dans un massif d'indice de densité 0,5 fournissent des courbes normalisées proche.

Ce résultat nous laisse penser que l'allure des courbes de mobilisation normalisées par  $\sigma_c$  peut être reliée à l'état initial du massif par l'intermédiaire du paramètre d'état. Il serait intéressant d'approfondir ce type de corrélation.



**Figure V.6 Normalisation des courbes de mobilisation de la résistance en pointe**

### V.3.5. Influence de la forme de la pointe

La figure V.7 permet de mettre en évidence l'influence de la forme de la pointe (plate ou conique) sur la courbe de mobilisation de la résistance en pointe. Il est intéressant de remarquer que celle-ci n'a pratiquement pas d'influence sur la courbe de mobilisation obtenue (pour  $I_D=0,5$  et  $\sigma_c=100$  kPa). Un autre essai comparatif est présenté sur la figure V.8. L'indice de densité est de 0.76 et la contrainte de consolidation est de 100 kPa. Là aussi la différence n'est pas significative, et ne se manifeste qu'aux grands enfoncements.

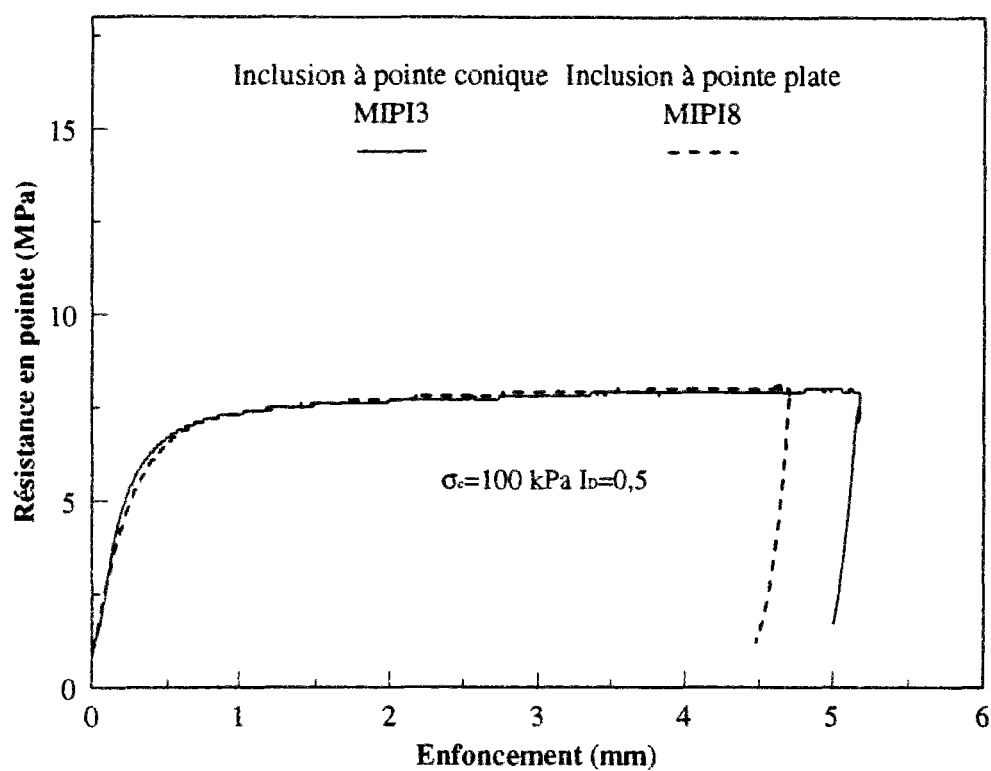


Figure V.7 Influence de la forme de la pointe sur la courbe de mobilisation de la résistance en pointe

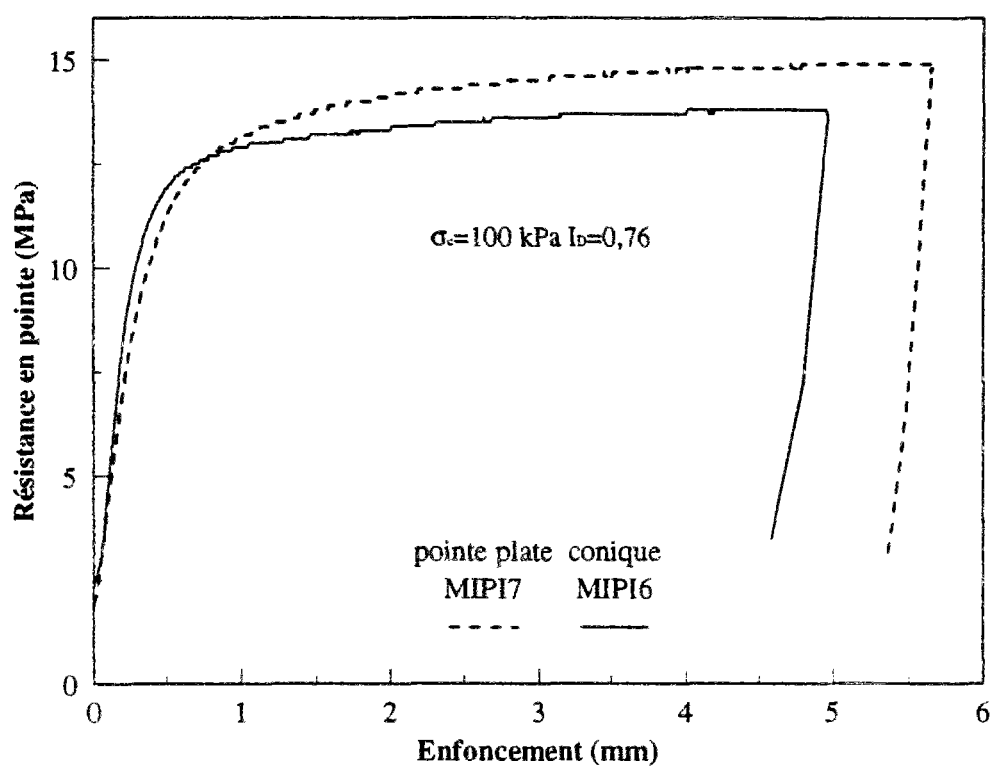


Figure V.8 Influence de la forme de la pointe sur la courbe de mobilisation de la résistance en pointe ( $\sigma_c = 100 \text{ kPa}$  et  $I_D = 0,76$ )

#### **V.4. CAS DE GROUPES ELEMENTAIRES FORMES DE 5 MODELES. EFFET DE GROUPE SUR LA RESISTANCE EN POINTE**

Les essais correspondants, présentés dans le tableau V.1, ont eu pour objectif d'étudier l'influence d'une interaction entre les modèles sur la mobilisation de la résistance en pointe.

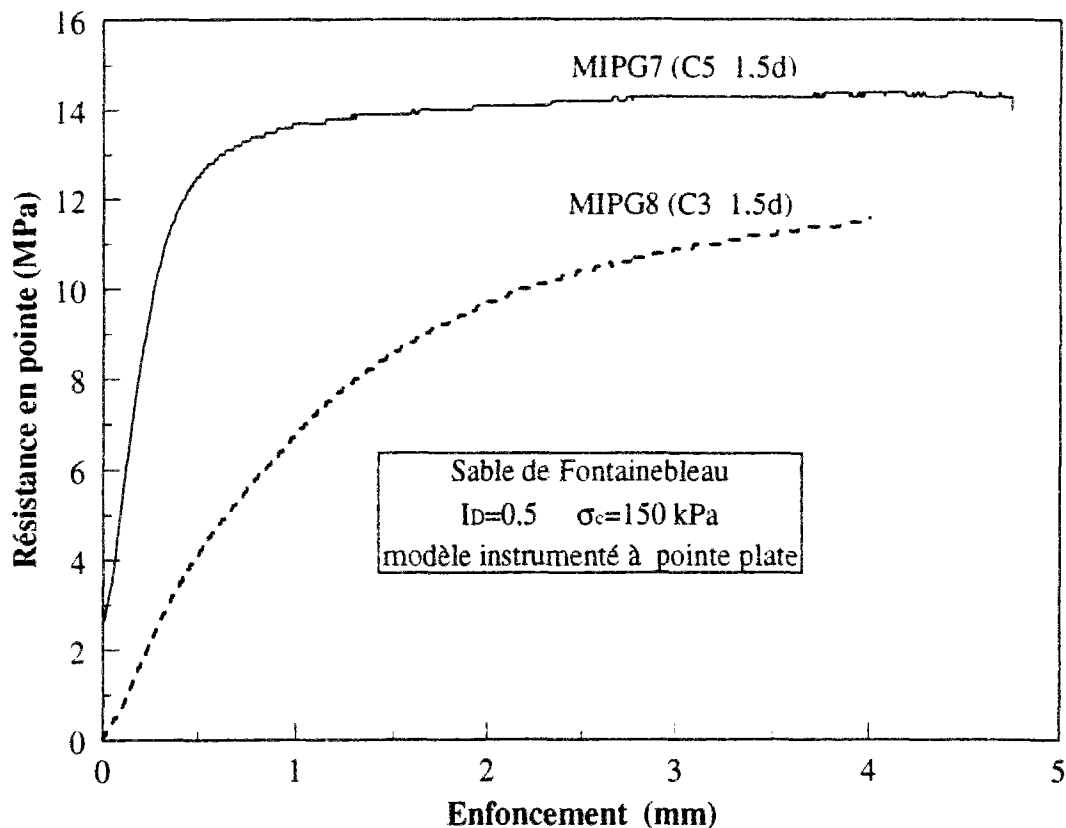
Ce problème reste un sujet de discussions pour lequel aucune conclusion claire n'a pu encore être tirée. On trouve plusieurs travaux dans la littérature qui préconisent de négliger l'effet de groupe sur la résistance en pointe (entre autres, Vesic, 1969 ; Poulos and Davis, 1990 ; Sayed and Bakeer, 1992). D'autres travaux montrent un effet de groupe négatif sur la résistance en pointe (entre autres Briaud *et al.*, 1989; Chow, 1995 et 1997). Pour essayer de clarifier ceci, on a réalisé des essais sur le groupe élémentaire de cinq micropieux modèles dans lequel le modèle instrumenté est installé au centre, ce qui permet de mesurer la mobilisation de la résistance en pointe affectée par les modèles adjacents.

##### **V.4.1. Résultats typiques**

La figure V.9 montre deux courbes typiques de mobilisation de la résistance en pointe. Ces courbes sont enregistrées au cours du chargement de la cellule élémentaire de cinq inclusions, pour un indice de densité du massif de 0.5 et une contrainte de consolidation de 150 kPa (MIPG7 et MIPG8). Les modèles sont à pointe plate. Les résultats sont présentés en terme de réponse de la pointe de l'inclusion centrale influencée par les quatre micropieux adjacents.

Ces deux courbes correspondent à deux ordres d'installation différents. L'espacement est fixé à 1,5d. L'ordre d'installation C<sub>5</sub> correspond à la mise en place du micropieu central en dernier. L'ordre d'installation C<sub>3</sub> correspond à la mise en place du micropieu central en 3ème. On remarque sur la figure V.9 une réponse complètement différente suivant l'ordre d'installation, à savoir :

- une grande différence dans les contraintes résiduelles enregistrées au début du chargement (après la mise en place des 5 micropieux modèles). Pour l'ordre d'installation C<sub>5</sub> cette contrainte résiduelle est de l'ordre de 2,6 MPa. Pour l'ordre d'installation C<sub>3</sub>, cette contrainte est pratiquement annulée après installation des 5 modèles.
- une rigidité initiale beaucoup plus faible pour l'ordre d'installation C<sub>3</sub> par rapport à l'ordre d'installation C<sub>5</sub>.



**Figure V.9** Courbes de mobilisation typiques de la résistance en pointe sur le modèle central au sein de la cellule de 5 modèles

- pour l'ordre d'installation  $C_5$ , la résistance en pointe limite est atteinte rapidement et pour des enfoncements qui ne dépassent pas 0.1d. Celle-ci est égale à environ (13.7 MPa). Par contre, pour l'ordre d'installation  $C_3$ , on ne peut pas estimer de rupture à faible déplacement.

L'ampleur du relâchement qui s'est produit sous la pointe n'est pas négligeable. Notons qu'à 1/10 de diamètre, la résistance en pointe correspondant à cet ordre d'installation est égale à 7.3 MPa, ce qui correspond à une diminution de 47% par rapport à la résistance en pointe mobilisée dans l'essai caractérisé par l'ordre d'installation  $C_5$ . Toujours pour le résultat concernant l'ordre d'installation  $C_3$ , on commence à voir une amorce de stabilisation de la charge après un enfoncement d'environ 30% du diamètre. Pour cet enfoncement, on note encore une différence de 2,8 MPa entre les deux ordres d'installation (14.4 MPa et 11.6 MPa). Cette différence est pratiquement égale à la différence observée dans les contraintes résiduelles au début du chargement.

#### V.4.2. Résultats obtenus pour l'ordre d'installation $C_5$

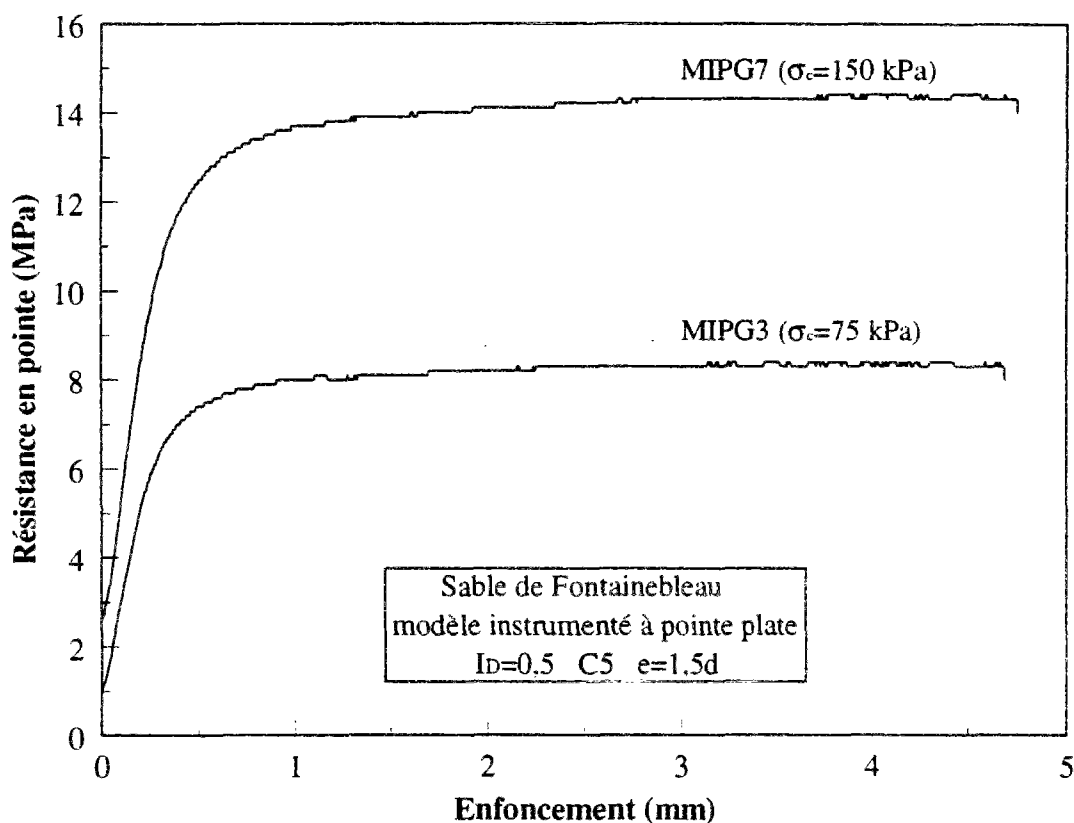
Dans ce paragraphe et le paragraphe qui suit, on examine, pour chaque ordre d'installation, l'influence des paramètres contrainte de consolidation et entr'axe relatif.

##### V.4.2.1. Influence de la contrainte de consolidation.

La figure V.10 montre une comparaison entre deux courbes de mobilisation de la résistance en pointe enregistrées au cours du chargement de la cellule élémentaire (MIPG3 et MIPG7). Le massif est préparé à l'indice de densité moyen avec des inclusions à pointe plate et pour deux niveaux de consolidation 75 et 150 kPa. L'espacement est fixé à 1.5d.

Les observations suivantes peuvent être faites :

- Les contraintes résiduelles augmentent avec le niveau de consolidation. Elles sont estimées à 1 MPa et 2,6 MPa respectivement à 75 et 150 kPa. Les résistances résiduelles normalisées sont de l'ordre de 12,5% et 19% des résistances limites obtenues à 75 et 150 kPa respectivement.



**Figure V.10 Influence de la contrainte de consolidation sur la mobilisation de la résistance en pointe : cas de l'ordre d'installation  $C_5$**



- Les charges limites sont de 8.1 MPa et 13.7 MPa à 75 et 150 kPa respectivement.

Sur la figure 1 de l'annexe 4 on présente la comparaison entre les essais MIPG1 et MIPG5 ( $e=2.1d$ ). On retrouve qualitativement les mêmes allures de la figure V.10.

#### V.4.2.2. Influence de l'entr'axe relatif

L'espacement relatif entre les inclusions constitue un paramètre important qui contrôle l'importance des effets de groupe. La figure V.11 montre deux courbes typiques de mobilisation de la résistance en pointe du modèle central enregistrées au cours du chargement. La contrainte de consolidation correspondante est de 150 kPa, tout en sachant qu'à 75 kPa, les mêmes remarques peuvent être faites (figure 2 annexe 4). L'entr'axe étudié est de 1.5d et 2.1d. On met en évidence l'influence déterminante de l'espacement relatif sur la résistance en pointe limite. Une diminution de 20% est enregistrée quand on augmente l'espacement de 1.5d à 2.1d (13.7 MPa et 11 MPa).

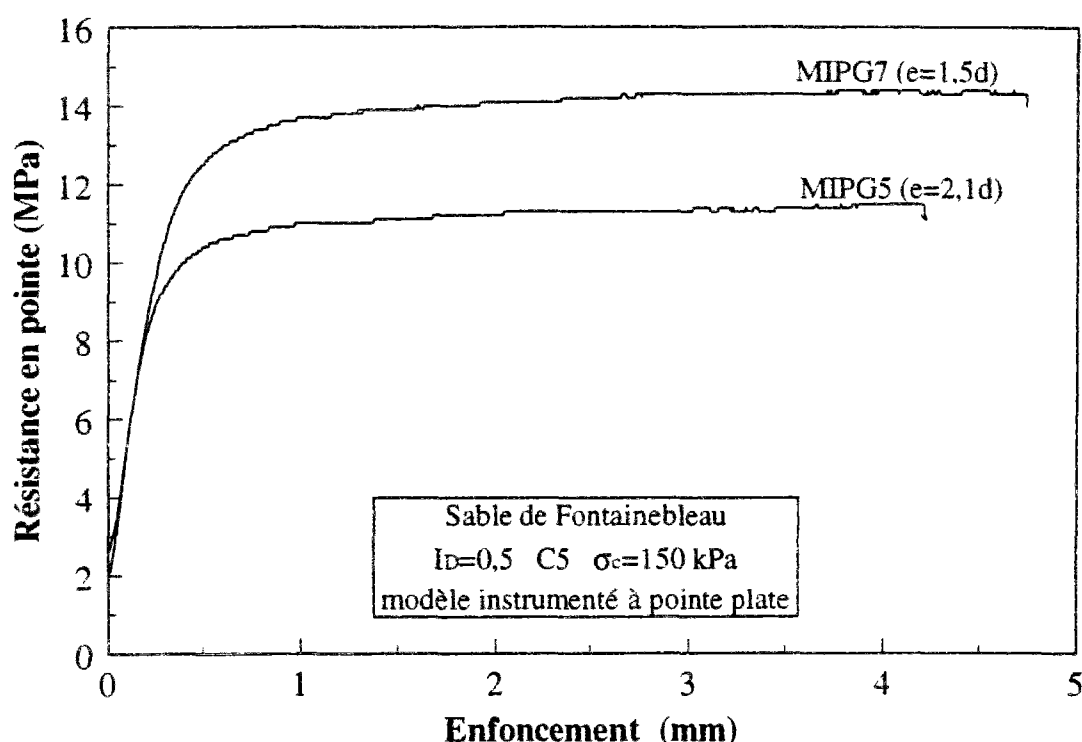


Figure V.11 Influence de l'entr'axe relatif sur la mobilisation de la résistance en pointe : cas de l'ordre d'installation C5

On constate par ailleurs, que les deux courbes se correspondent dans la première phase de

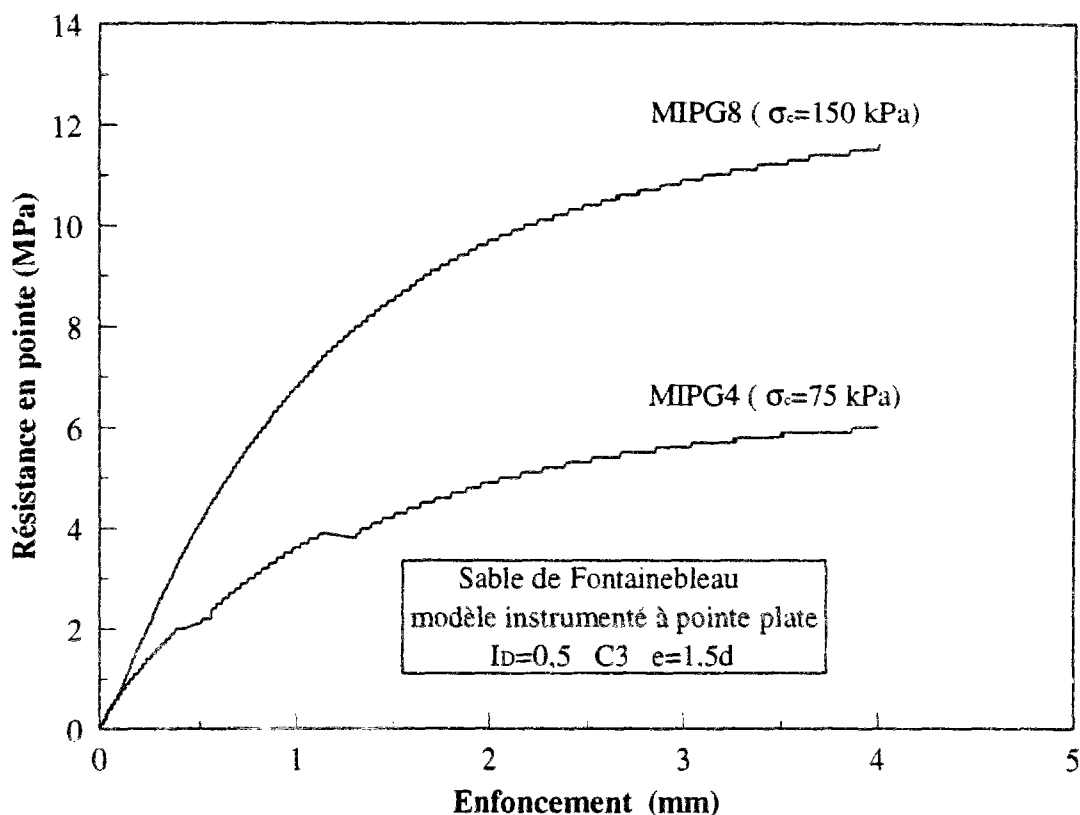
mobilisation des efforts. Les contraintes résiduelles enregistrées à la suite de l'installation sont 2 MPa et 2.6 MPa respectivement à 2,1d et 1,5d.

#### V.4.3. Résultats obtenus pour l'ordre d'installation C<sub>3</sub>

De manière analogue à ce qui a été fait ci-dessus pour l'ordre d'installation C<sub>5</sub>, on présente ci-dessous l'influence de la contrainte de consolidation et de l'entraxe relatif sur la mobilisation de la résistance en pointe du modèle instrumenté, dans le cas de l'ordre d'installation C<sub>3</sub>.

##### V.4.3.1. Influence de la contrainte de consolidation

La figure V.12 montre une comparaison entre deux courbes de mobilisation de la résistance en pointe du modèle central obtenues au cours du chargement de la cellule élémentaire de 5 modèles installée dans un massif de sable à l'indice de densité moyen ( $I_D=0.5$ ) avec des inclusions à pointe plate et pour deux niveaux de consolidation (75 et 150 kPa).



**Figure V.12 Influence de la contrainte de consolidation sur la mobilisation de la résistance en pointe : cas de l'ordre d'installation C<sub>3</sub>**

L'espacement est fixé à  $1.5d$  et l'ordre d'installation est  $C_3$ . Il s'agit des deux essais MIPG4 et MIPG8 du tableau V.1.

En terme de résistance résiduelle, on constate une annulation de la résistance résiduelle sur le modèle central à la suite de l'installation des micropieux adjacents. On remarque cependant sur la figure V.12 une différence significative dans la rigidité initiale au cours du chargement. La pente initiale est plus faible à faible niveau de consolidation. En ce qui concerne les charges limites, on retrouve aussi une augmentation de cette charge avec le niveau de consolidation. Pour un enfoncement de  $1/10$  de diamètre, la résistance en pointe atteint 3,9 MPa et 7,3 MPa à 75 kPa et 150 kPa respectivement. On remarque qu'aux grands déplacements, cette résistance en pointe est complètement différente pour les deux cas. Elle atteint 6 et 11,5 MPa. Il est intéressant de remarquer que, de manière analogue aux courbes de chargement des modèles isolés, on retrouve une quasi-proportionnalité des courbes de chargement par rapport à  $\sigma_c$ .

La comparaison des résultats obtenus pour un espacement relatif de  $2.1d$  est présentée sur la figure 3 de l'annexe 4.

#### **V.4.3.2. Influence de l'entr'axe relatif**

Sur les figures V.13 et V.14 on présente une comparaison des courbes de mobilisation obtenues pour des entr'axes de  $1.5d$  et  $2.1d$  (consolidation de 75 kPa (fig.V.13) et 150 kPa (fig.V.14)). Sur la figure V.13 il s'agit d'une comparaison entre les essais MIPG2 et MIPG4. La figure V.14 s'agit d'une comparaison entre les essais MIPG6 et MIPG8.

On constate une caractéristique commune aux deux figures à savoir, une pente plus raide pour les données relatives à l'espacement  $2.1d$ . Par ailleurs, les résistances en pointe limite mobilisées à  $1/10$  de diamètre d'enfoncement sont :

- à 150 kPa, 7,3 MPa et 8,2 MPa respectivement pour les espacements  $1.5d$  et  $2.1d$
- à 75 kPa 3,9 et 4,8 MPa respectivement pour les espacements  $1.5d$  et  $2.1d$ .

Il apparaît que, pour cet ordre d'installation, et dans le domaine des faibles enfoncements (important pour le dimensionnement sous charge de service), l'augmentation de l'espacement améliore la mobilisation de la résistance en pointe (rigidité initiale et résistance).

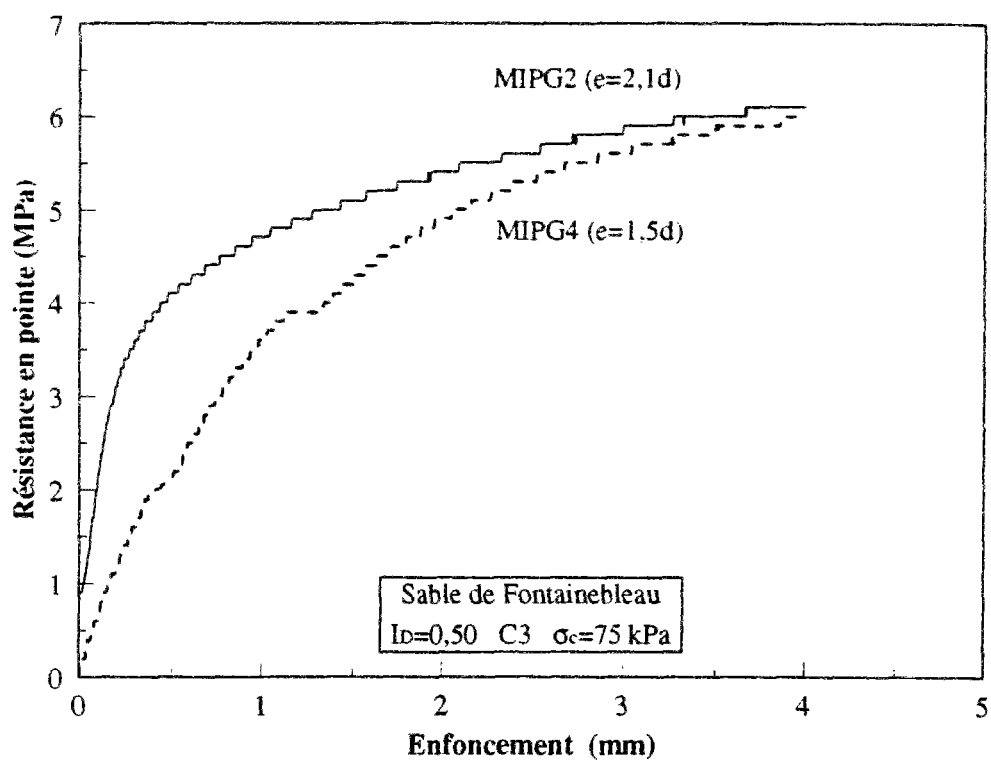


Figure V.13 Influence de l'entr'axe relatif sur la mobilisation de la résistance en pointe : cas de l'ordre d'installation C3

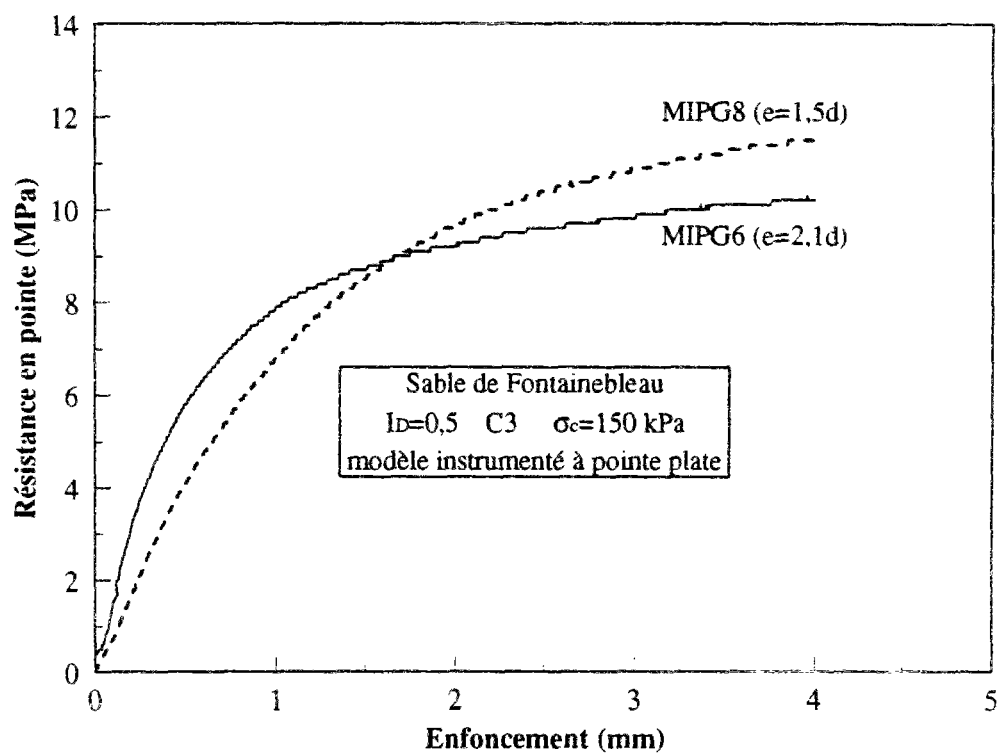


Figure V.14 Influence de l'entr'axe relatif sur la mobilisation de la résistance en pointe : cas de l'ordre d'installation C3

Pour le plus faible espacement, une annulation de la résistance résiduelle est produite. Le relâchement est plus important pour le plus faible entr'axe. Par contre, aux grands déplacements, nous ne pouvons pas tirer de conclusion définitive sur les valeurs limites, si ce n'est qu'une tendance probable à mobiliser la même résistance.

#### V.4.4. Synthèse des effets de groupe observés sur la mobilisation de la résistance en pointe

Les figures V.15 et V.16 montrent la synthèse des différents travaux réalisés avec un modèle instrumenté et installé au centre de la cellule élémentaire de 5 inclusions. La figure V.15 concerne les essais réalisés à 75 kPa. La figure V.16 concerne les résultats des essais réalisés à 150 kPa. Pour pouvoir mettre en évidence l'importance de l'effet de groupe observé, on présente sur ces figures les courbes de mobilisation de la résistance en pointe obtenues pour les modèles isolés (REP1 et REP3). On peut faire les remarques suivantes pour les deux niveaux de consolidation testés :

- L'ordre d'installation  $C_5$  (mise en place du micropieu central en dernier) se traduit par un effet de groupe positif sur la résistance en pointe. En effet, les charges limites enregistrées pour les deux entr'axes testés sont supérieurs à la résistance limite d'un micropieu modèle isolé. Pour un enfoncement de 1/10 de diamètre, on a obtenu les coefficients d'efficacité partiels présentés ci-dessous dans le tableau V.2 :

entr'axe $\sigma_c$ (kPa)	1,5d	2,1d
75 kPa	1,69	1,4
150 kPa	1,23	1

**Tableau V.2 Coefficients d'efficacité partiels relatifs à la résistance en pointe: ordre d'installation  $C_5$**

Pour des enfoncements plus importants, il n'apparaît pas de variation importante dans les coefficients d'efficacité déjà établis.

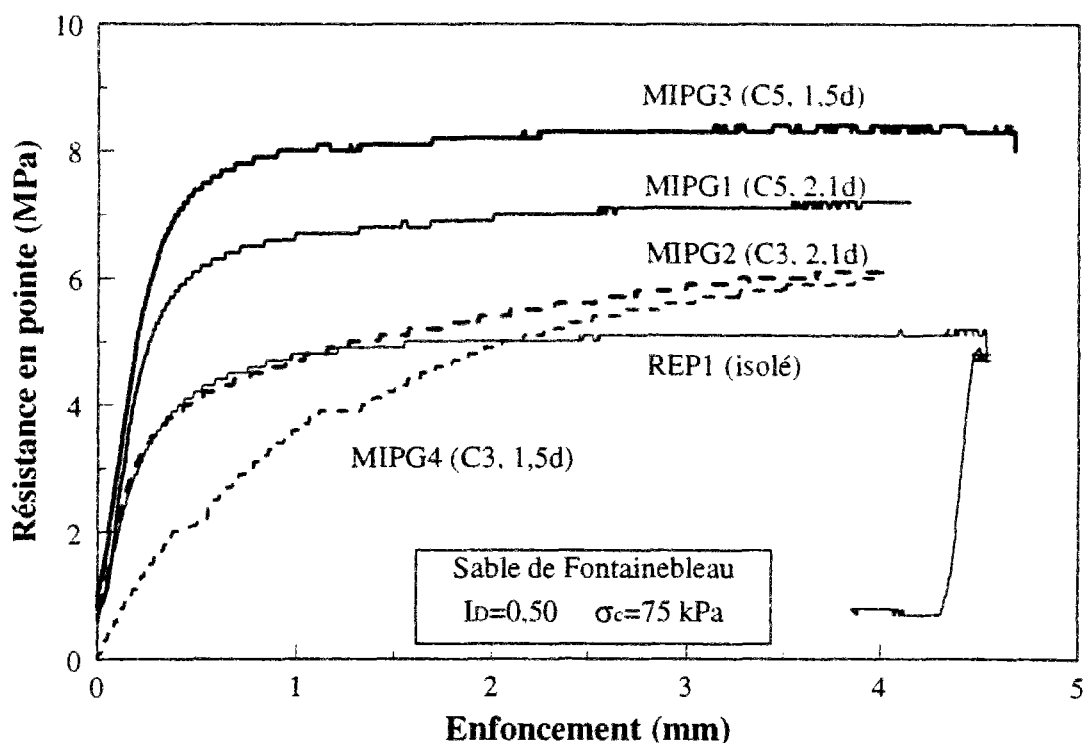


Figure V.15 Synthèse des effets de groupe observés sur la mobilisation de la résistance en pointe ; contrainte de consolidation 75 kPa

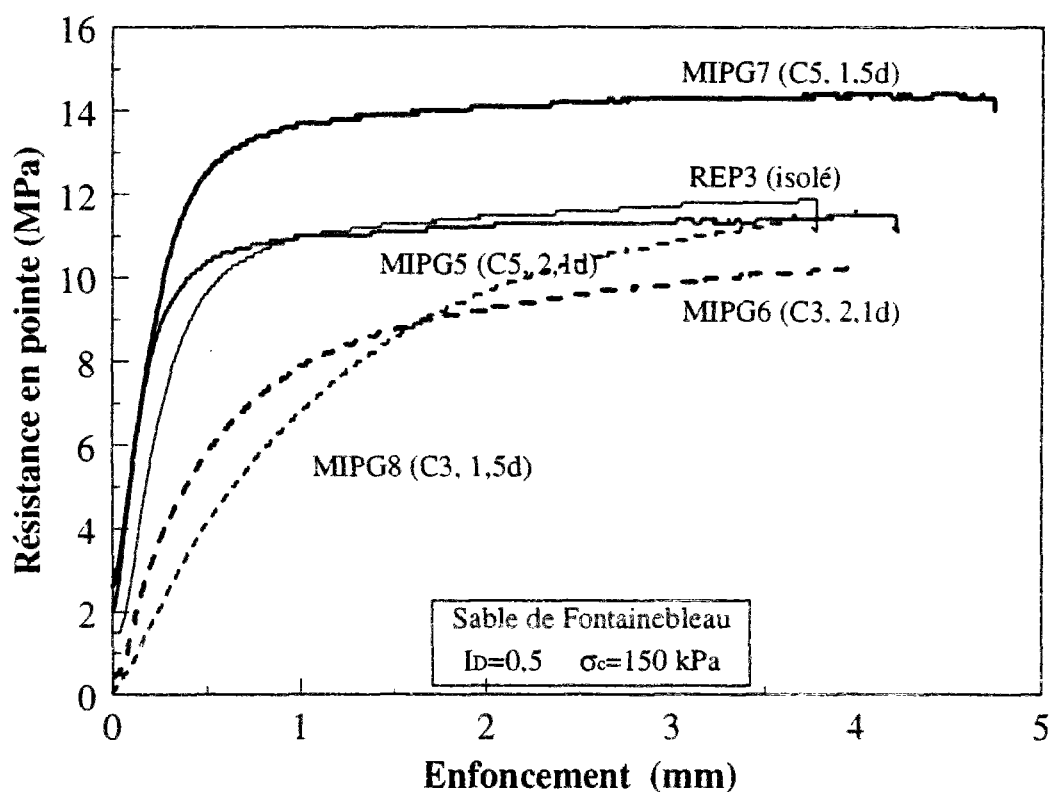


Figure V.16 Synthèse des effets de groupe observés sur la mobilisation de la résistance en pointe ; contrainte de consolidation 150 kPa

On conclut que l'ordre d'installation  $C_5$  provoque un effet de groupe avantageux pour la résistance en pointe.

- Les résultats concernant l'ordre d'installation  $C_3$  (mise en place du micropieu central en 3ème) nous laissent conclure sur un éventuel effet de groupe désavantageux sur la résistance en pointe. De la même manière on a quantifié à 1/10 de diamètre d'enfoncement les coefficients d'efficacité propres à cet ordre d'installation (tableau V.3 ci-dessous).

entr'axe $\sigma'_c$ (kPa)	1,5d	2,1d
75 kPa	0,81	1
150 kPa	0,65	0,74

**Tableau V.3 Coefficients d'efficacité partiels relatifs à la résistance en pointe: ordre d'installation  $C_3$**

Par ailleurs, pour cet ordre d'installation, il est à noter une variation des coefficients d'efficacité pour des enfoncements plus importants. Les résultats obtenus à 0,35d d'enfoncement sont présentés ci-dessous dans le tableau V.4:

entr'axe $\sigma'_c$ (kPa)	1,5d	2,1d
75 kPa	1,18	1,2
150 kPa	0,97	0,86

**Tableau V.4 Coefficients d'efficacité relatifs à la résistance en pointe : ordre d'installation  $C_3$  (valeurs évaluées à 0,35d d'enfoncement)**

Les tableaux ci-dessus permettent de mettre en évidence que les coefficients d'efficacité obtenus pour 75 kPa de consolidation sont systématiquement supérieurs à ceux obtenus pour 150 kPa de consolidation. Quant à l'effet de l'espacement relatif, celui-ci est fortement lié à l'ordre d'installation. Pour l'ordre d'installation  $C_5$ , c'est l'espacement 1,5d qui donne des coefficients d'efficacité supérieurs à ceux donnés pour un espacement de 2,1d. Par contre, pour l'ordre d'installation  $C_3$ , c'est l'espacement 2,1d qui fournit les plus élevées. Ceci peut être expliqué de la manière suivante: lorsque l'on installe le modèle central en dernier, il va bénéficier de la densification produite par l'installation des quatre modèles de bord. Il est alors

normal que, plus on est proche, et plus le micropieu modèle central sentira la densification. Au contraire, quand on installe le micropieu modèle central en troisième, on a vu qu'il va être soumis à un relâchement de contrainte au-dessous de sa pointe. Plus on est loin et moins ce relâchement sera sensible.

L'effet de groupe négatif sur la résistance en pointe du modèle central de la cellule élémentaire dont l'ordre d'installation est C3 est en accord avec les résultats présentés sur les figures I.30, I.31 et I.32 du chapitre I (travaux de Liu 1985, Briaud *et al.* 1989 et Chow 1995 et 1997). Liu *et al.* (1985) ne parlent pas de l'ordre d'installation qu'ils ont utilisé, Briaud *et al.* (1989) ont étudié un groupe de 5 pieux, le pieu central étant installé en premier ( $e=4,2d$ ). L'auteur fournit un coefficient d'efficacité moyen sur la résistance en pointe de 0,67. Chow (1995) a étudié l'effet de l'installation d'un deuxième pieu à proximité du premier ( $e=4,5d$ ). Le rechargement de ce premier pieu seul a fourni un coefficient d'efficacité sur la pointe égal à 0,5.

Foray *et al.* (1995a) ont réalisé en chambre d'étalonnage des essais sur 4 micropieux modèles de diamètre 25 mm. Deux entr'axes ont été testés à savoir 2d et 3d. Le tableau V.5 montrent leurs résultats en terme de résistance en pointe limite.

	Pression en pointe $q_p$ (MPa)		
	isolé	groupe 2d	groupe 3d
Surface libre	4.3 MPa	4.5 MPa	3.25 MPa
Surcharge 100 kPa	5 MPa	5 MPa	4 MPa

**Tableau V.5 Synthèse des valeurs de pression en pointe limite (Foray *et al.* 1995a)**

Le coefficient d'efficacité sur la résistance en pointe est voisin de l'unité pour l'espacement 2d. Il est d'environ 0.8 pour l'espacement 3d.



## V.5. LOI DE MOBILISATION DE LA RESISTANCE EN POINTE

On propose ci-dessous une analyse pour la détermination d'une loi de mobilisation pour la résistance en pointe. On a voulu rapprocher nos résultats expérimentaux par une loi simple qui serait facilement intégrable dans un logiciel de calcul.

Plusieurs lois de mobilisation ont déjà été proposées (entre autres Gambin, 1963, Kraft *et al.* 1981, Baguelin *et al* 1982, Frank et Zhao 1982). Ces méthodes s'appuient sur des paramètres du type module pressiométrique déterminés à partir des essais in situ et utilisés pour caler la loi de mobilisation.

Par rapport à ces travaux, notre objectif est de pouvoir élaborer des lois de mobilisation en s'appuyant sur nos résultats expérimentaux, l'objectif final étant d'essayer de valider ensuite ces lois pour des essais en vraie grandeur.

On donne tout d'abord certains éléments bibliographiques concernant les lois de mobilisation hyperboliques élaborées par Hirayama (1990). Ensuite, on présente les modifications que l'on propose pour ces lois afin de simuler de manière appropriée nos essais. On signale que les lois hyperboliques ont été utilisées par Plumelle (1979) pour simuler l'arrachement dans le cas des tirants injectés.

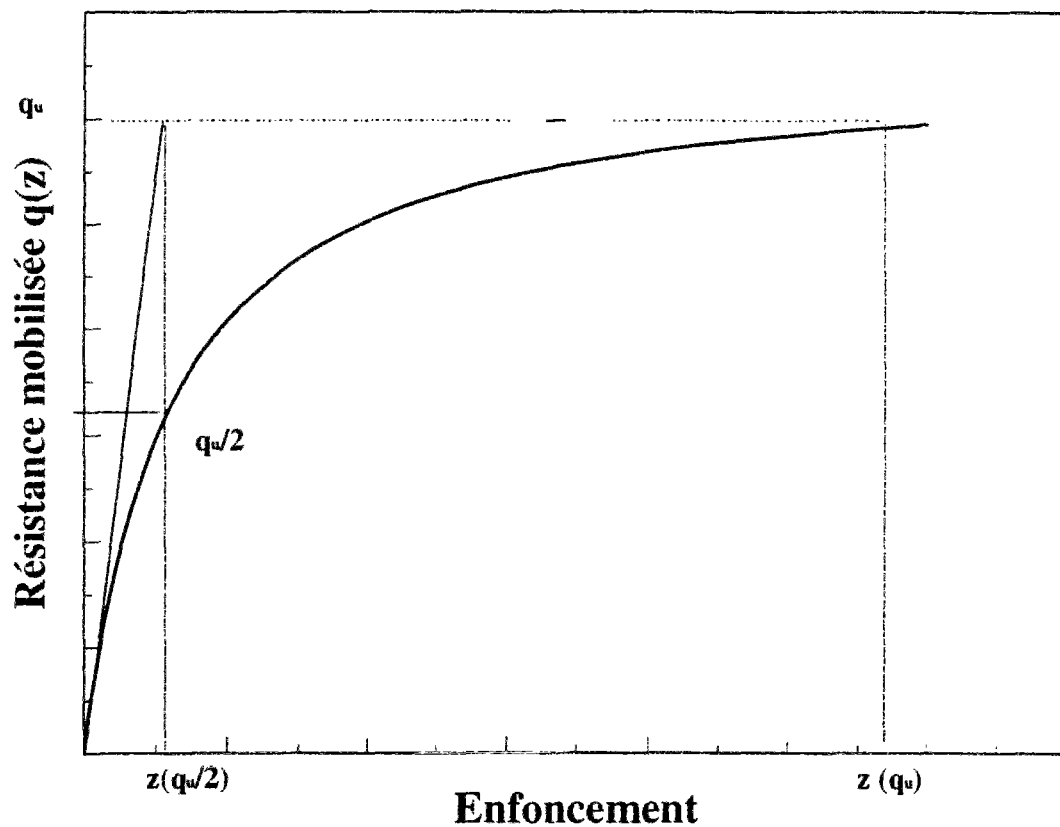
### V.5.1. L'approche hyperbolique d'Hirayama (1990) : cas du pieu foré isolé

La fonction de transfert hyperbolique proposée par Hirayama pour les pieux forés prend en compte l'existence d'un palier de rupture pour la résistance en pointe et pour le frottement latéral. La fonction hyperbolique présentée sur la figure V.17 peut être écrite sous la forme :

$$q(z) = \frac{z}{a + b \times z} \quad (1)$$

où  $q(z)$  représente la résistance en pointe (ou le frottement latéral) mobilisée pour l'enfoncement  $z$ ,  $a$  et  $b$  étant deux constantes.

La constante  $b$  est déterminée à partir d'une estimation de la résistance en pointe limite  $q_{ult}$  faite à partir d'une méthode pénétrométrique ou pressiométrique ou SPT. On obtient alors  $b=1/q_{ult}$  (lorsque  $z$  tend vers l'infini).



*Figure V.17 Modélisation de la fonction de transfert de charge par une loi hyperbolique*

La constante  $a$  est l'inverse de la tangente initiale. A cause des difficultés posées par le problème de la détermination de cette pente initiale, l'auteur propose une autre manière pour déterminer ce paramètre. Il se base sur les coordonnées du point d'intersection de la droite tangente à l'hyperbole (pour le déplacement  $z=0$ ) avec la droite  $q(z) = q_{ult}$ . Le paramètre  $a$  est donc donné par :

$$a = \frac{z(\frac{q_{ult}}{2})}{q_{ult}} \quad (2)$$

où  $z(\frac{q_{ult}}{2})$  est le déplacement correspondant à la mobilisation de la moitié de la résistance en pointe limite (asymptote dans ce cas).

### V.5.2. Application de l'approche hyperbolique pour nos résultats expérimentaux

A partir des travaux présentés par Hirayama (1990), on a procédé à l'application de cette loi à nos résultats expérimentaux. A noter que l'auteur avait adapté la loi pour les pieux forés pour lesquels la mobilisation de la résistance en pointe et du frottement latéral se fait à partir d'une valeur nulle. Par ailleurs, la mise en place par fonçage que l'on a adoptée dans nos essais provoque des contraintes résiduelles qui ne sont pas négligeables et une réflexion sur ce point est nécessaire.

On s'est posé le problème dans notre démarche, de la prise en compte ou non des contraintes résiduelles dans la mise en oeuvre des lois de mobilisation. Si on prend en compte les contraintes résiduelles dans l'élaboration de ces lois de mobilisation, il faut être conscient que ces contraintes sont fortement liées aux caractéristiques élastiques et géométriques du pieu étudié. Les lois de mobilisation qui prennent en compte ces contraintes résiduelles serviront seulement pour aider à reproduire numériquement un essai en chambre d'étalonnage.

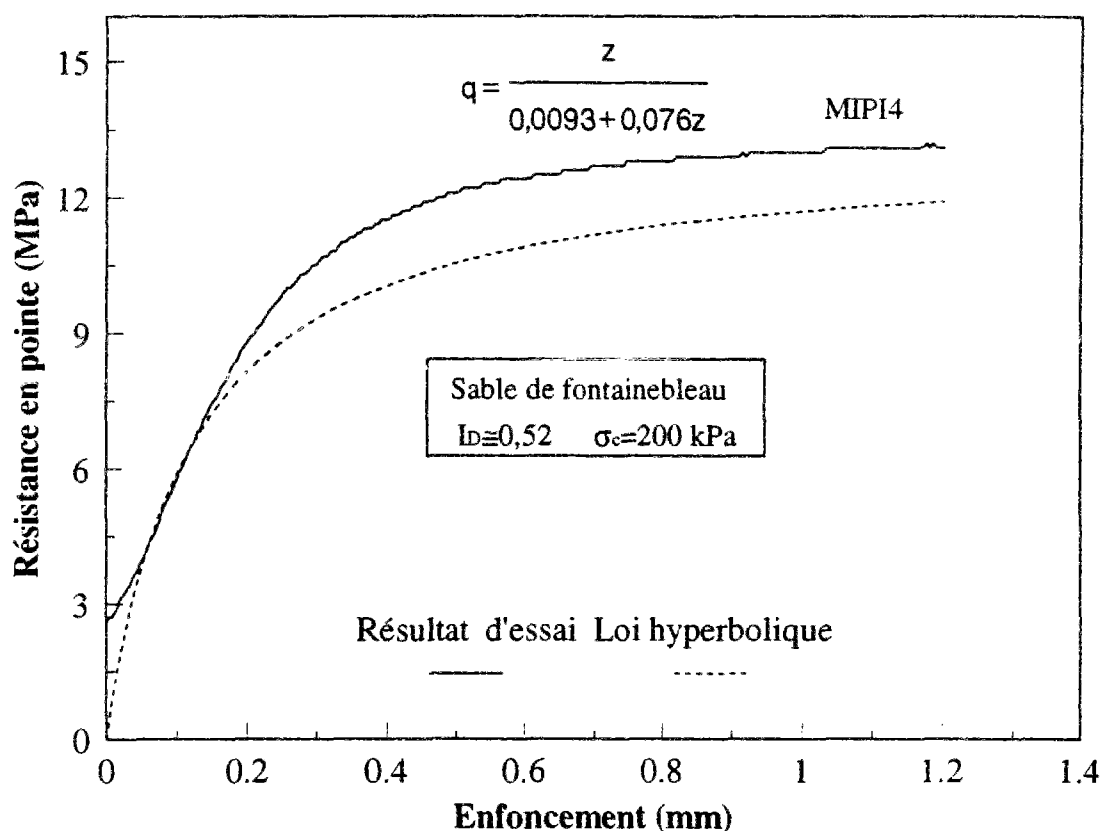
Par ailleurs, la loi de Frank et Zhao (1982) est une loi bilinéaire dont les pentes des segments de droite sont fournies moyennant les modules pressiométriques. Bustamante *et al.* (1989) ont présenté une étude de validation de cette loi pour les pieux forés, battus et injectés. A première vue, les pentes initiales des courbes de mobilisation des efforts ne sont pas très affectées par la présence ou non des contraintes résiduelles. On pense qu'il existe un chemin à faire dans ce sens, et pour la suite de ce travail on travaille avec une hypothèse qui doit être validée à posteriori. On va proposer une loi qui tient compte de manière implicite de la contrainte résiduelle mesurée. Les courbes de mobilisation élaborées expérimentalement vont nous servir à déterminer la pente initiale de mobilisation et l'asymptote de la courbe de mobilisation. L'hypothèse faite est donc que les contraintes résiduelles ont un effet négligeable sur la pente initiale des courbes de mobilisation. On présentera par ailleurs, à la fin de cette partie, quelques modélisations avec prise en compte des contraintes résiduelles dans la loi de mobilisation hyperbolique.

A la suite des éléments présentés ci-dessus, on va suivre la démarche suivante :

Application de la loi hyperbolique de Hirayama (1990) avec évaluation des paramètres  $a$  et  $b$  sans prise en compte explicite des contraintes résiduelles mesurées à la suite de l'installation.

On se base dans cette étude sur les valeurs de résistance limite estimées à partir de nos courbes expérimentales et pour 1/10 de diamètre d'enfoncement (paramètre b). Le paramètre a est calculé en s'appuyant sur la valeur de l'enfoncement nécessaire pour mobiliser la moitié de cette résistance en pointe limite.

En se basant sur nos résultats expérimentaux, on peut évaluer les paramètres de cette fonction hyperbolique pour la mobilisation de la résistance en pointe. On présente sur la figure V.18 le résultat de la simulation réalisée pour l'essai MIPI4 (tableau III.3 du chap III).



**Figure V.18** Modélisation d'une courbe de mobilisation de la résistance en pointe à partir de la loi hyperbolique

Le paramètre b est calculé grâce à la valeur de la résistance en pointe mobilisée pour un enfoncement de 1/10 de diamètre, enfoncement conventionnel généralement adopté comme critère de rupture pour les pieux foncés et battus. Quant au paramètre a, il est calculé en se basant sur l'enfoncement mobilisant la moitié de la résistance en pointe limite.

On peut observer que la fonction de transfert hyperbolique constitue une bonne approximation de la courbe de mobilisation essentiellement dans la partie linéaire du chargement. Par

ailleurs, au fur et à mesure que la résistance en pointe se mobilise, on constate une divergence entre les résultats expérimentaux et l'approche hyperbolique. Cette divergence est due au fait que la valeur limite mesurée à 1/10 de diamètre ne correspond pas à une asymptote, mais à un point de la courbe expérimentale. L'écart est de 10%. Cette divergence a aussi été notée par Hirayama (1991). On va donc proposer au paragraphe V.5.3 de modifier cette loi pour pouvoir mieux rendre compte de l'évolution de la résistance en pointe dans les phases avancées de sa mobilisation.

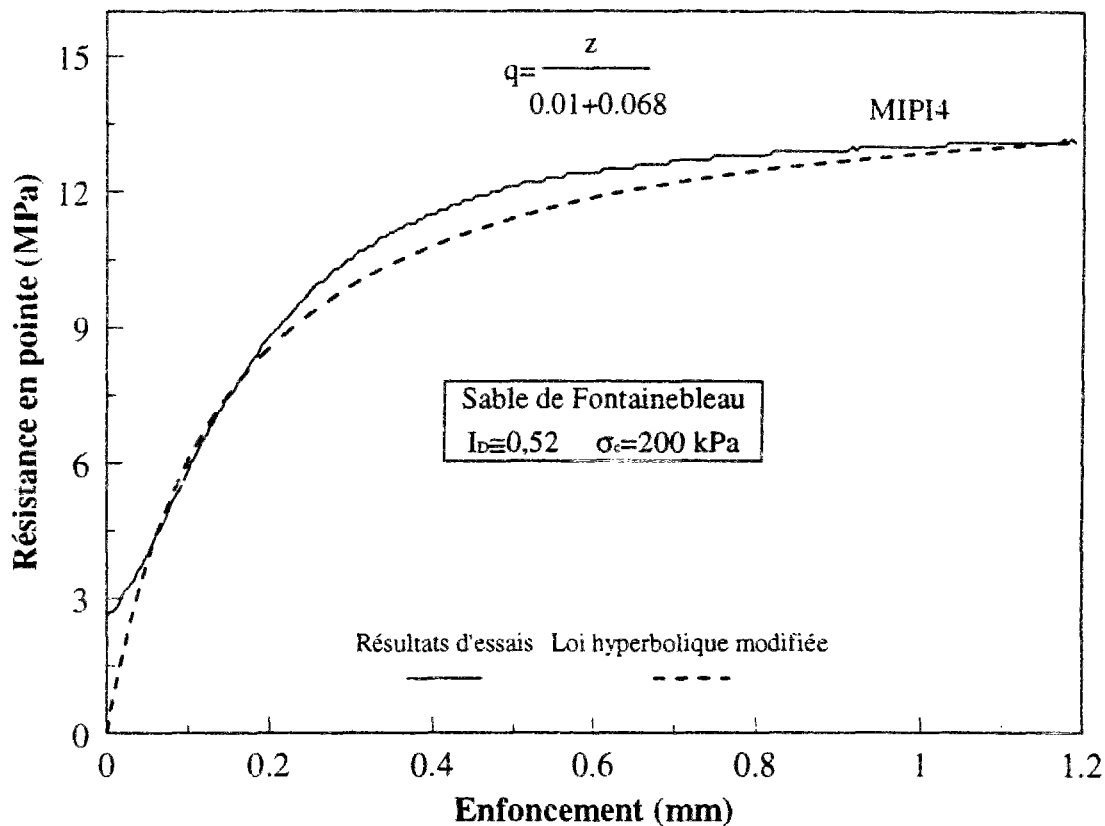
### **V.5.3. L'approche d'Hirayama modifiée**

On a vu (figure V.18) que l'approche d'Hirayama simule correctement la mobilisation de la résistance en pointe dans le domaine des faibles enfoncements. En vue de prendre en compte de manière plus réaliste la non linéarité croissante, nous proposons d'utiliser la résistance mobilisée pour un enfoncement de 1/10 de diamètre comme un point de la courbe hyperbolique et non pas de l'utiliser comme une valeur asymptote. Par ailleurs, on conserve la méthodologie adoptée par Hirayama (1990) pour la détermination du paramètre  $a$ . On a donc besoin de la ligne d'asymptote de la courbe hyperbolique. Ce problème a été contourné en adoptant pour cette asymptote la valeur de la résistance en pointe mesurée aux grands déplacements (35 à 40 % du diamètre).

On résume dans la suite de ce paragraphe la méthodologie adoptée pour la détermination des paramètres  $a$  et  $b$  utilisés dans l'approche d'Hirayama modifiée :

1. On fait une première estimation de l'asymptote basée sur les résultats expérimentaux obtenus. On adopte la valeur mesurée pour un enfoncement de 35% du diamètre comme asymptote. Le paramètre  $a$  est ensuite évalué en se basant sur la valeur d'enfoncement correspondant à la mobilisation de la moitié de la valeur d'asymptote (équation 2).
  - 2- le paramètre  $b$  est ensuite évalué en imposant la valeur de la résistance en pointe mesurée à 1/10 de diamètre d'enfoncement. Ce point fait partie de la courbe.
  - 3- on recalcule la valeur réelle de l'asymptote et on réajuste la valeur des paramètres  $a$  et  $b$ .
- Cette dernière opération est à refaire le nombre de fois nécessaire pour obtenir des écarts ( $b_{i+1} - b_i$  et  $a_{i+1} - a_i$ ) suffisamment faibles, inférieurs à  $\epsilon$ . Dans le cas de la simulation de la courbe de mobilisation d'un modèle isolé, il est apparu que la répétition de l'étape n°3 deux fois est suffisante pour remplir la condition imposée.

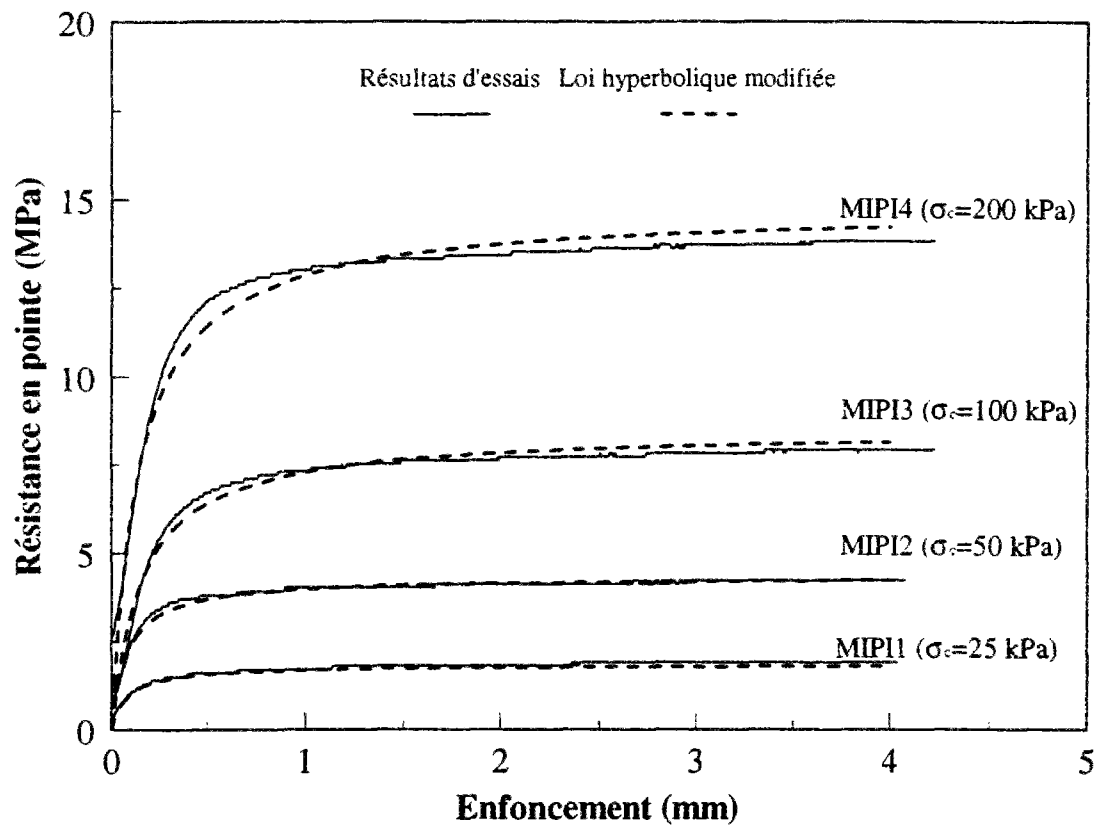
Sur la figure V.19, on présente un résultat typique de la modélisation de l'essai MIPI4 basée sur la méthodologie décrite ci-dessus. Par rapport à la figure V.18, on constate une bonne concordance entre les résultats expérimentaux et les résultats de la simulation. On a fait des simulations jusqu'à des enfoncements qui ne dépassent pas 1/10 de diamètre environ, qui correspond au domaine d'intérêt pour le dimensionnement et la pratique.



**Figure V.19 Modélisation d'une courbe de mobilisation de la résistance en pointe à partir de la loi hyperbolique modifiée**

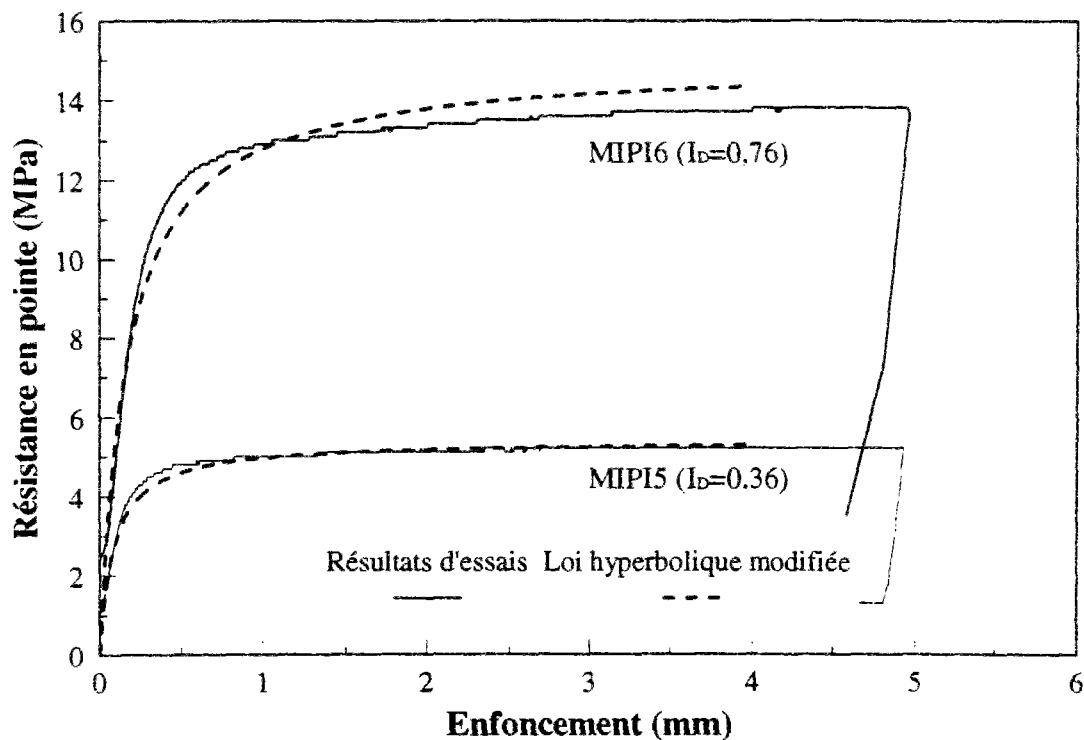
Sur la figure V.20, on présente les simulations réalisées pour différents niveaux de consolidation, comparées aux résultats des essais réalisés avec le modèle instrumenté à pointe conique. La bonne concordance entre résultats expérimentaux et simulations est confirmée pour différents niveaux de consolidation, et, pour les enfoncements importants, les résultats restent acceptables.

Par ailleurs, on a modélisé aussi les essais mettant en évidence l'influence de l'indice de densité sur la mobilisation de la résistance en pointe pour un niveau de consolidation fixé à 100 kPa ( essais MIPI5 et MIPI6 du tableau III.3 du chapitre III). La modélisation est faite de



**Figure V.20** Modélisation des courbes de mobilisation de la résistance en pointe à partir de la loi hyperbolique modifiée ; évolution avec la contrainte de consolidation ( $I_D=0,5$ )

la même manière que celle adoptée dans le paragraphe V.5.3. Sur la figure V.21 on présente une comparaison entre la modélisation et l'expérience pour les deux indices de densité étudiés (0,36 et 0,76).



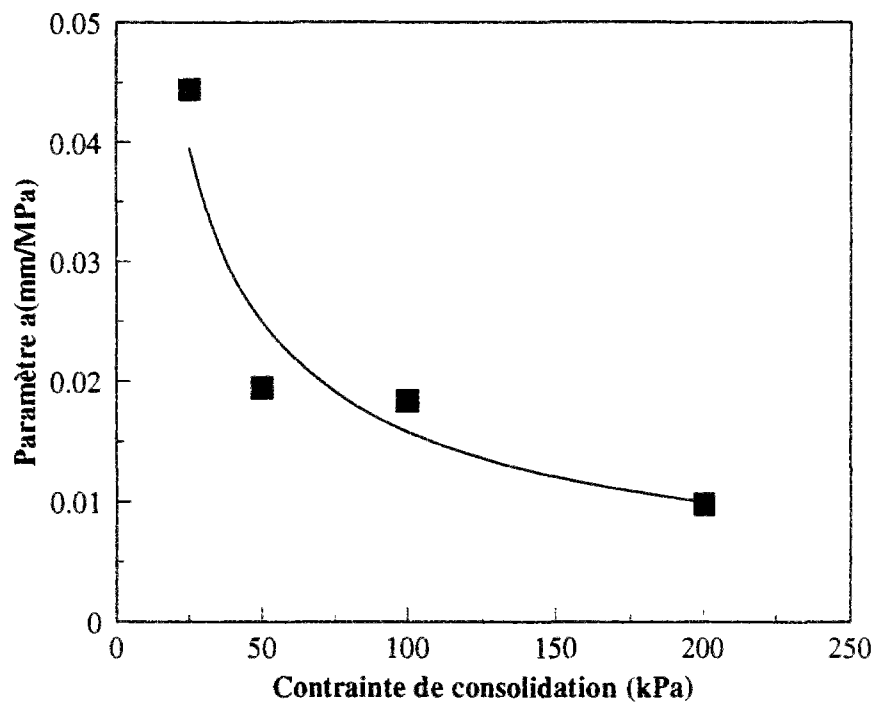
**Figure V.21** Modélisation des courbes de mobilisation de la résistance en pointe à partir de la loi hyperbolique modifiée ; évolution avec l'indice de densité ( $\sigma_c=100$  kPa)

#### V.5.4. Evolution de a et b avec la contrainte de consolidation

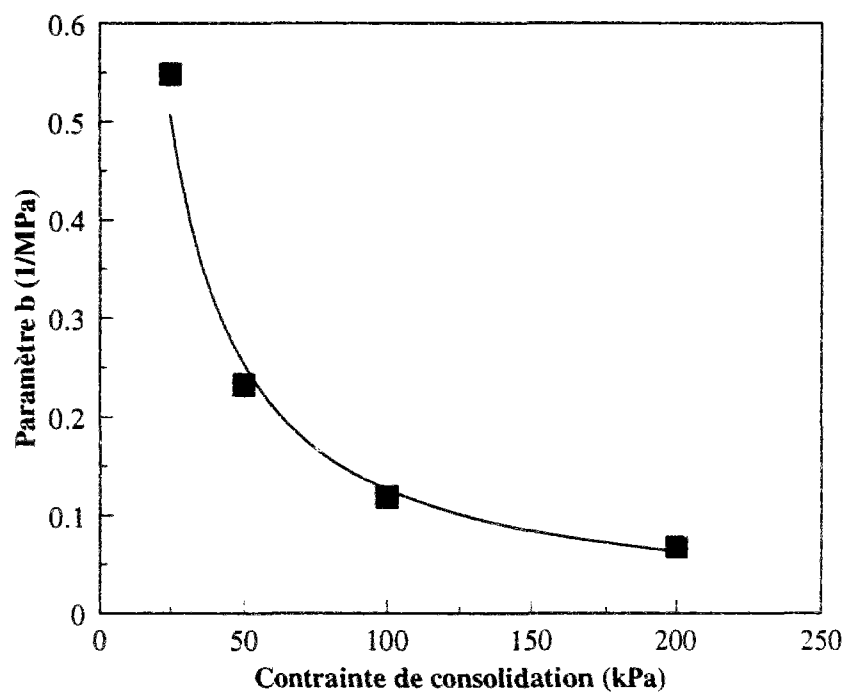
La figure V.22 montre l'évolution des paramètres a et b avec le niveau de consolidation du massif. Ces valeurs sont calculées sur la base de la méthode décrite dans le paragraphe V.5.3 et pour des modèles à pointe conique foncés dans un massif à indice de densité égale à 0.5. On remarque que ces deux paramètres diminuent avec l'augmentation du niveau de consolidation. La diminution est très importante pour les faibles valeurs de consolidation (inférieures à 100 kPa) et l'on observe une stabilisation progressive pour des niveaux de consolidation supérieures. Cette diminution peut s'expliquer par la raison suivante :

- En ce qui concerne le paramètre a, celui-ci est calculé pour prendre en compte la mobilisation des résistances dans la phase initiale. Il est l'inverse de la pente initiale. Par ailleurs, les résultats expérimentaux ont montré que la rigidité initiale des courbes augmente avec l'augmentation du niveau de consolidation et donc on doit s'attendre à une représentation par une fonction décroissante de la pente a.





(a)



(b)

*Figure V.22 Evolution des paramètres de la loi hyperbolique avec la contrainte de consolidation ; (a) paramètre  $a$ , (b) paramètre  $b$  ( $I_D=0,5$ )*

- En ce qui concerne le paramètre  $b$ , il est l'inverse de l'asymptote de la courbe de mobilisation. Cette asymptote ( $\approx$ palier) augmente avec le niveau de consolidation et donc le paramètre  $b$  va diminuer.

Une bonne approximation de cette évolution (figure V.22) est donnée par une loi de régression en puissance, décrite par les équations suivantes :

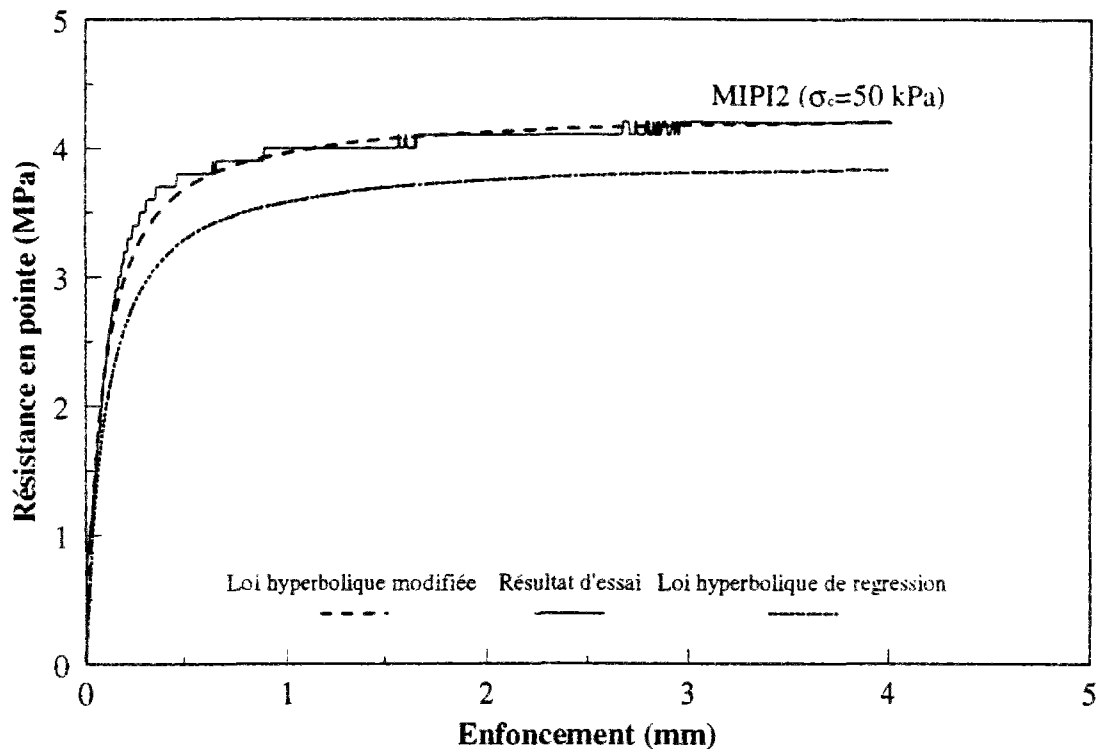
$$a(\sigma_c) = \frac{0.333}{\sigma_c^{0.663}} \quad (3)$$

$$b(\sigma_c) = \frac{12.72}{\sigma_c} \quad (4)$$

où  $\sigma_c$  est exprimé en kPa,  $a$  en mm/MPa et  $b$  en 1/MPa, la modélisation fournissant alors l'évolution de la résistance en pointe en MPa en fonction de l'enfoncement en mm.

Il est important de faire un calcul à rebours pour vérifier l'ampleur de la divergence qui pourrait être provoquée par la loi de régression utilisée et qui est basée sur les données de quatre essais. On va faire ce calcul avec les valeurs qui correspondent à la différence maximum entre le paramètre  $a_{reg}$  et  $a_{réel}$ . Ce maximum correspond aux valeurs déterminées pour 50 kPa (0.025-0.019). Pour cette contrainte de consolidation, le paramètre  $b$  est égal à 0.254 en se basant sur l'équation (4). Le paramètre  $b$  déterminé à partir du calcul par la loi hyperbolique modifiée, est égal à 0,233. La figure V.23 montre une comparaison de la courbe de mobilisation de la résistance en pointe obtenue à partir d'une loi hyperbolique dont les paramètres sont déterminés à partir des équations de regression (3 et 4) avec, d'une part, le résultat expérimental correspondant à l'essai MIPI2 (50 kPa), et d'autre part, la simulation directe faite à partir de la loi hyperbolique modifiée. On constate un accord correct par rapport à la rigidité initiale et une divergence de 0,4 MPa entre les résistances en pointe limite (correspondant à un écart de 10%).

On a réalisé le même travail pour les essais MIPI1 et MIPI4. Pour le premier, on n'a pas trouvé d'écart significatif et pour le deuxième, la courbe obtenue à partir des paramètres de la régression est au dessus des autres avec un écart de 5.3% obtenu à 1/10 de diamètre d'enfoncement.



*Figure V.23 Comparaisons entre la simulation par une loi hyperbolique modifiée et le calcul à rebours ( $I_D=0,5$ )*

#### **V.5.5. Extension de la loi hyperbolique pour prendre en compte l'effet de groupe sur la mobilisation de la résistance en pointe**

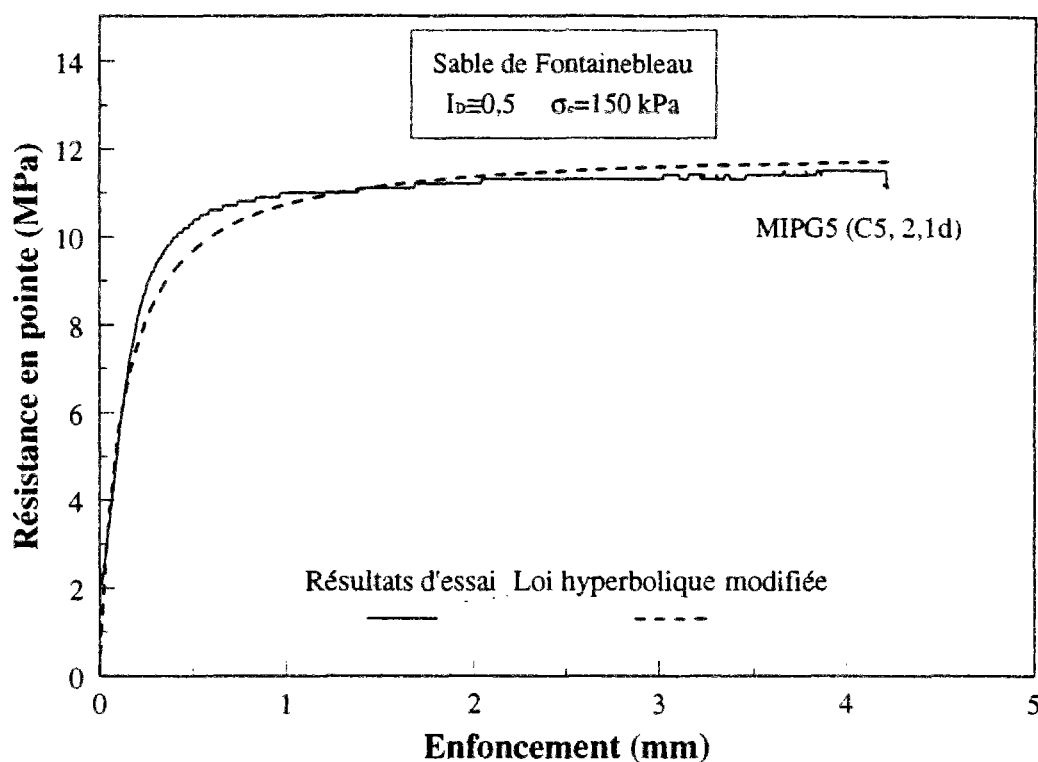
Dans ce qui suit, on revient sur les résultats présentés dans le paragraphe V.4. pour essayer d'étendre le domaine d'utilisation de la méthodologie adoptée pour les modèles isolés au cas des groupes.

##### **V.5.5.1. Résultat typique**

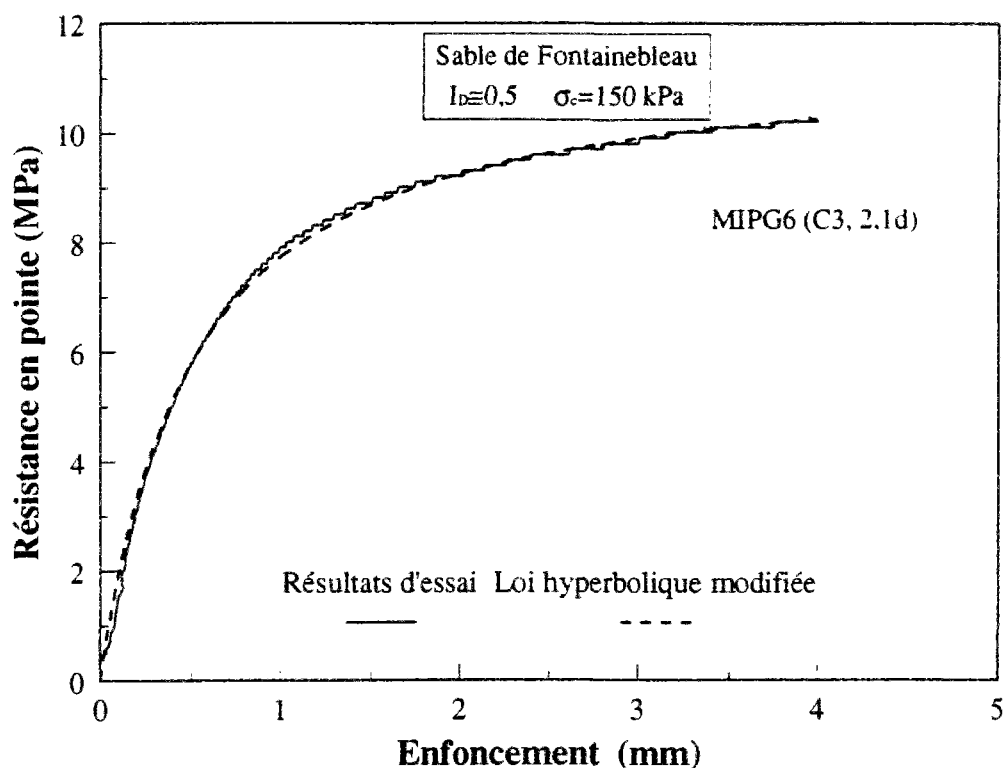
On a réalisé le calcul des paramètres  $a$  et  $b$  pour les différents essais réalisés sur des cellules de cinq micropieux modèles et sur des modèles isolés pris comme référence. On constate que la méthodologie suivie dans le cas d'un modèle isolé peut être utilisée directement pour simuler la mobilisation de la résistance en pointe d'un modèle central, lorsque celui-ci est mis en place en dernier. Dans le cas d'un modèle central installé en 3ème, il apparait nécessaire de refaire plusieurs fois l'étape n°3 (paragraphe V.5.3) pour arriver à remplir la condition  $(b_{i+1}-b_i$

ou  $a_{i+1}-a_i) < \epsilon$ . Ceci est lié à la différence notable qui existe entre la résistance mobilisée à 1/10 de diamètre et celle mobilisée au grand déplacement dans ce dernier cas.

Les figures V.24 et V.25 montrent deux comparaisons entre résultats expérimentaux et modélisations par une loi hyperbolique en ce qui concerne la mobilisation de la résistance en pointe au sein d'un groupe (modélisation des résultats des essais MIPG5 et MIPG6). Dans les deux cas, la contrainte de consolidation est de 150 kPa, l'indice de densité est égal 0,5 et l'espacement relatif est de 2,1d.



**Figure V.24** Modélisation par la loi hyperbolique modifiée des courbes de mobilisation de la résistance en pointe d'un modèle situé au centre de la cellule élémentaire ; cas de l'ordre d'installation C5



**Figure V.25** *Modélisation par la loi hyperbolique modifiée des courbes de mobilisation de la résistance en pointe d'un modèle situé au centre de la cellule élémentaire ; cas de l'ordre d'installation C3*

#### **V.5.5.2. Etude préliminaire de l'évolution des paramètres a et b avec le niveau de consolidation, l'espacement relatif et l'ordre d'installation**

On présente ci-dessous les valeurs des paramètres a et b déterminées à partir des essais réalisés sur les groupes (cellules de 5 modèles, cf. tableau V.1). Les tableaux V.6, V.7, V.8, V.9 et V.10 résument les résultats obtenus.

$\sigma_c$	a	b
75 kPa	0,031	0,181
150 kPa	0,0184	0,074

**Tableau V.6** *Valeurs des paramètres a et b pour les essais isolés (références).*

$\sigma_c$	1,5d	2,1d
75 kPa	0,019	0,022
150 kPa	0,0114	0,0101

**Tableau V.7 Evolution du paramètre a avec l'effet de groupe: ordre d'installation C5**

$\sigma_c$	1,5d	2,1d
75 kPa	0,14	0,0284
150 kPa	0,075	0,0426

**Tableau V.8 Evolution du paramètre a avec l'effet de groupe: ordre d'installation C3**

$\sigma_c$	1,5d	2,1d
75 kPa	0,107	0,13
150 kPa	0,0641	0,083

**Tableau V.9 Evolution du paramètre b avec l'effet de groupe: ordre d'installation C5**

$\sigma_c$	1,5d	2,1d
75 kPa	0,13	0,183
150 kPa	0,07	0,087

**Tableau V.10 Evolution du paramètre b avec l'effet de groupe: ordre d'installation C3**

Par rapport aux remarques faites sur les évolutions constatées dans le cas d'un micropieu modèle isolé, on retrouve ici la diminution des paramètres a et b avec l'augmentation du niveau de consolidation. Une seule exception apparaît dans le tableau V.8 (troisième colonne) où l'on constate une augmentation du paramètre a.

En ce qui concerne l'évolution du paramètre a avec l'espacement relatif, pour l'ordre d'installation C5, on n'a pas remarqué de grand changement. Pour l'ordre d'installation C3, le

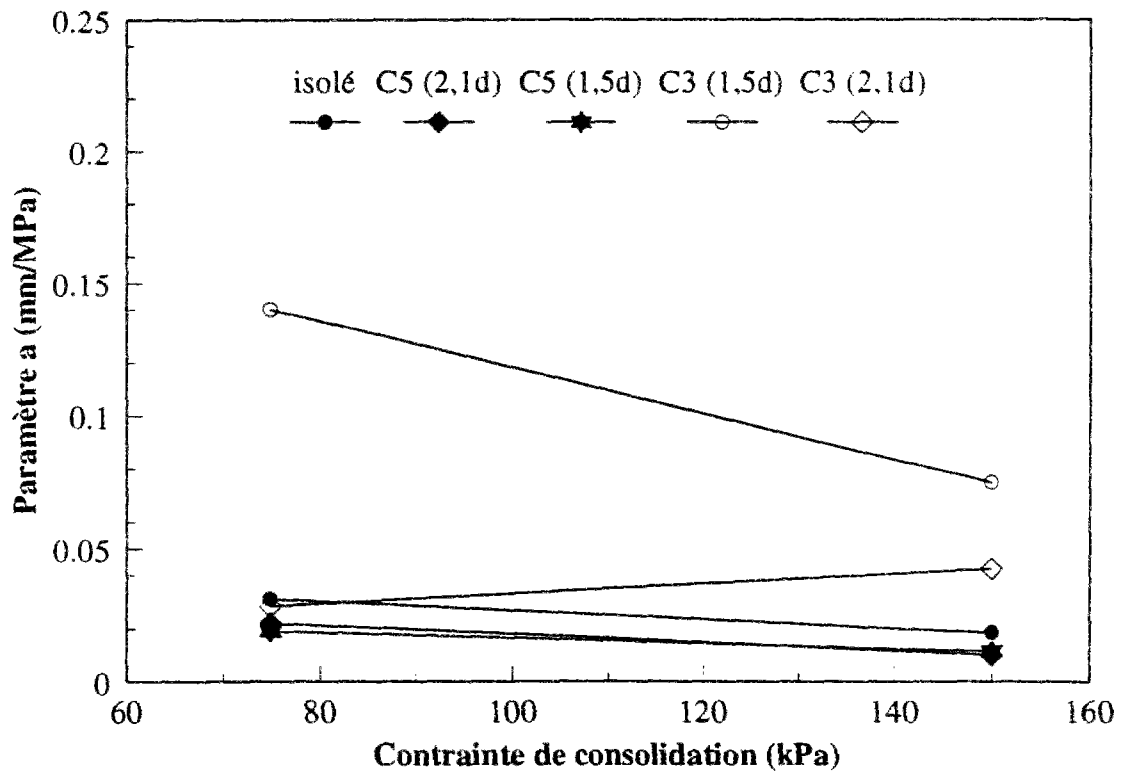
paramètre  $a$  diminue (rigidité augmente) quand on augmente l'espacement relatif, ceci rendant compte du relâchement davantage favorisé pour cet ordre d'installation à faible espacement.

En ce qui concerne l'effet de l'ordre d'installation sur le paramètre  $a$ , l'ordre d'installation C3 fournit des valeurs supérieures à celles obtenues dans le cas de l'ordre d'installation C5. Ceci est dû à la nette diminution de la pente de mobilisation enregistrée dans le cas de l'installation C3 par rapport à C5.

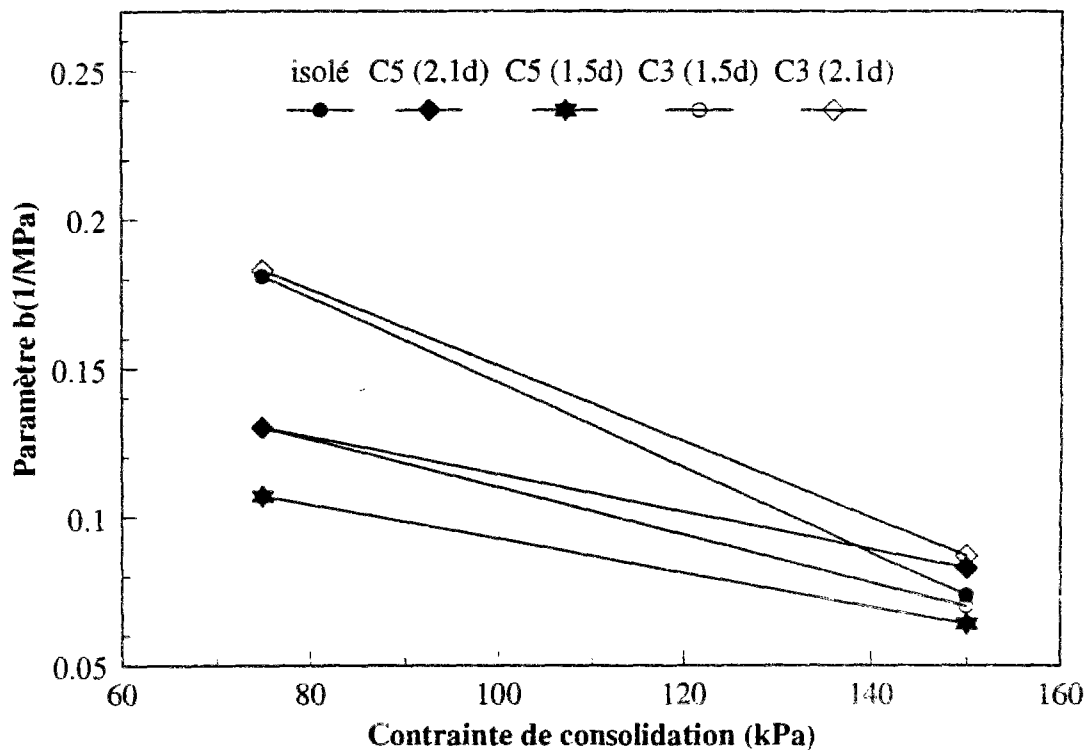
Pour plus de clarté, on pourra se référer aux courbes de synthèse présentées sur les figures V.15 et V.16.

La comparaison quantitative des différentes valeurs obtenues pour le paramètre  $a$  est présentée sur la figure V.26 (a). On remarque que, par rapport à un modèle isolé, l'effet de groupe mis en évidence sur le paramètre  $a$  dépend essentiellement de l'ordre d'installation. Pour l'ordre d'installation C3, la valeur du paramètre  $a$  est supérieure ou égale à celle déterminée dans le cas du modèle isolé. Pour l'ordre d'installation C5, elle est inférieure ou égale.

En ce qui concerne le paramètre  $b$ , les variations sont représentées sur la figure V.26 (b). Pour les essais réalisés à un niveau de consolidation de 75 kPa l'effet de groupe diminue le paramètre  $b$  et il est le plus petit dans le cas de l'ordre d'installation C5 (effet de groupe positif sur la pointe). A 150 kPa les valeurs sont proches les unes des autres.



(a)



(b)

**Figure V.26 Evolution des paramètres de la loi hyperbolique en fonction de la contrainte de consolidation; cas des modèles isolés et au sein des cellules élémentaires : (a) paramètre  $a$  (b) paramètre  $b$**



### V.5.6. Modélisation par une loi hyperbolique avec prise en compte des contraintes résiduelles

Dans ce paragraphe, on propose une loi hyperbolique qui tient compte d'une manière explicite les contraintes résiduelles. La loi s'écrit alors :

$$q(z) = \frac{z}{a + b \times z} + q_r \quad (5)$$

Le paramètre  $b$  est donné alors par :

$$b = \frac{1}{q_{ult} - q_r} \quad (6)$$

Le paramètre  $a$  est donné par :

$$a = \frac{z \left( \frac{q_{ult} + q_r}{2} \right)}{(q_{ult} - q_r)} \quad (7)$$

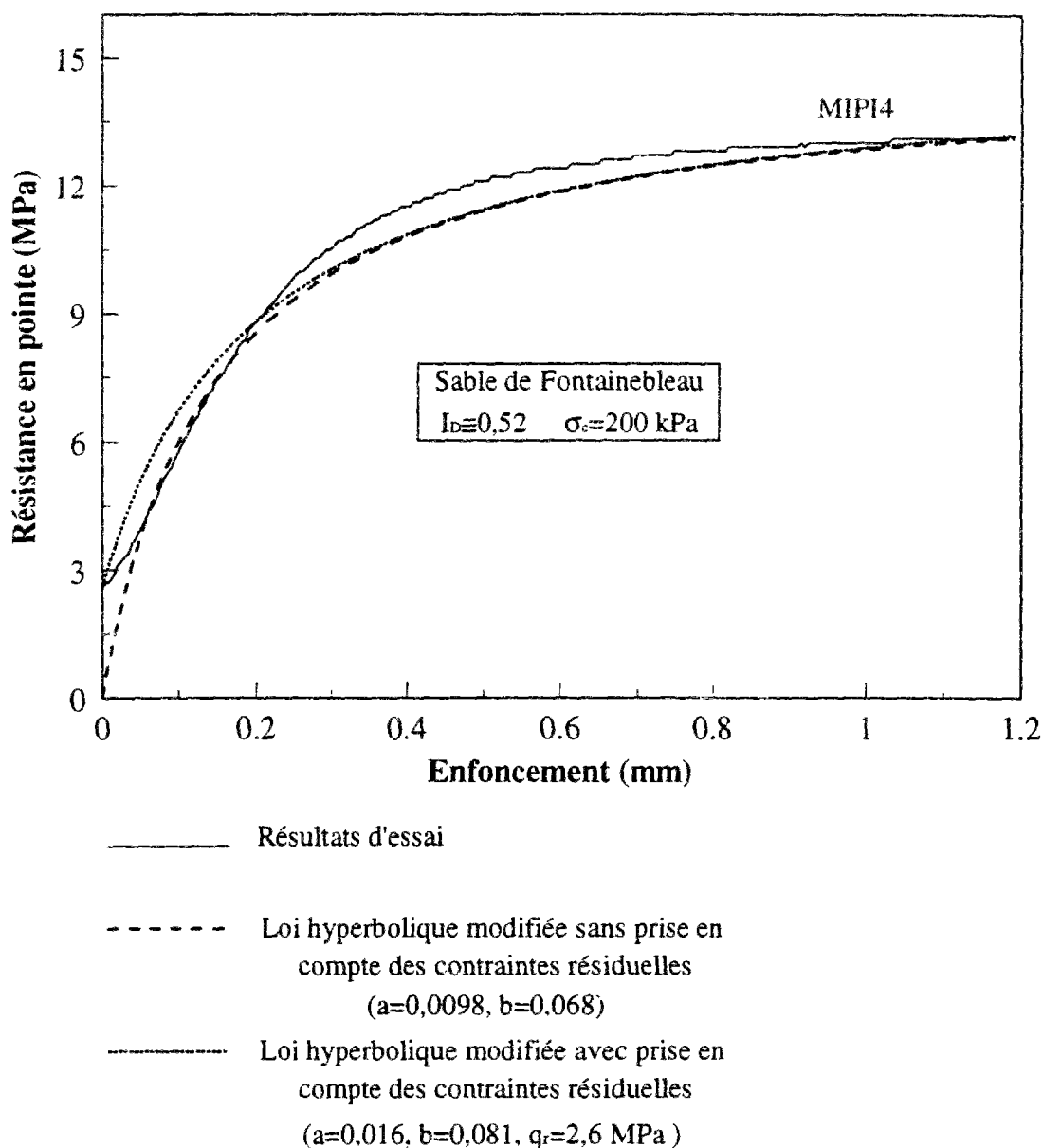
Par ailleurs, on conserve la même démarche que celle adoptée dans le paragraphe V.5.3 pour la détermination finale des paramètres  $a$  et  $b$ .

Sur la figure V.27, on présente la simulation de l'essai MIPI4 moyennant une loi hyperbolique modifiée avec prise en compte des contraintes résiduelles. Sur la même figure, on présente aussi la simulation faite avec une loi hyperbolique modifiée sans prise en compte des contraintes résiduelles (déjà présentées sur la figure V.19).

Si l'on veut parler de la fiabilité de cette approche en comparant à la courbe déterminée expérimentalement, il est impératif de diviser le domaine de « validité » en deux. Pour des enfoncements supérieurs à 0,2 mm (environ 2% de  $d$ ), cette nouvelle approche est en bon accord avec les résultats expérimentaux et se confond avec la première approche (sans prise en compte des contraintes résiduelles). Par ailleurs, pour les enfoncements inférieurs à 0,2 mm, la nouvelle approche surestime la courbe déterminée expérimentalement. La différence maximale enregistrée est de 0,9 MPa. C'est là qu'il faut être conscient de l'impact de cette différence sur les efforts globaux mobilisés en pointe et en tête. En effet, pour un pieu de diamètre 1 m cette différence sera de 700 kN pour la charge en pointe et pour un pieu de diamètre 0,3 m, elle est d'environ 60 kN.

Par ailleurs, si on regarde sur la même figure le résultat de la loi hyperbolique modifiée sans

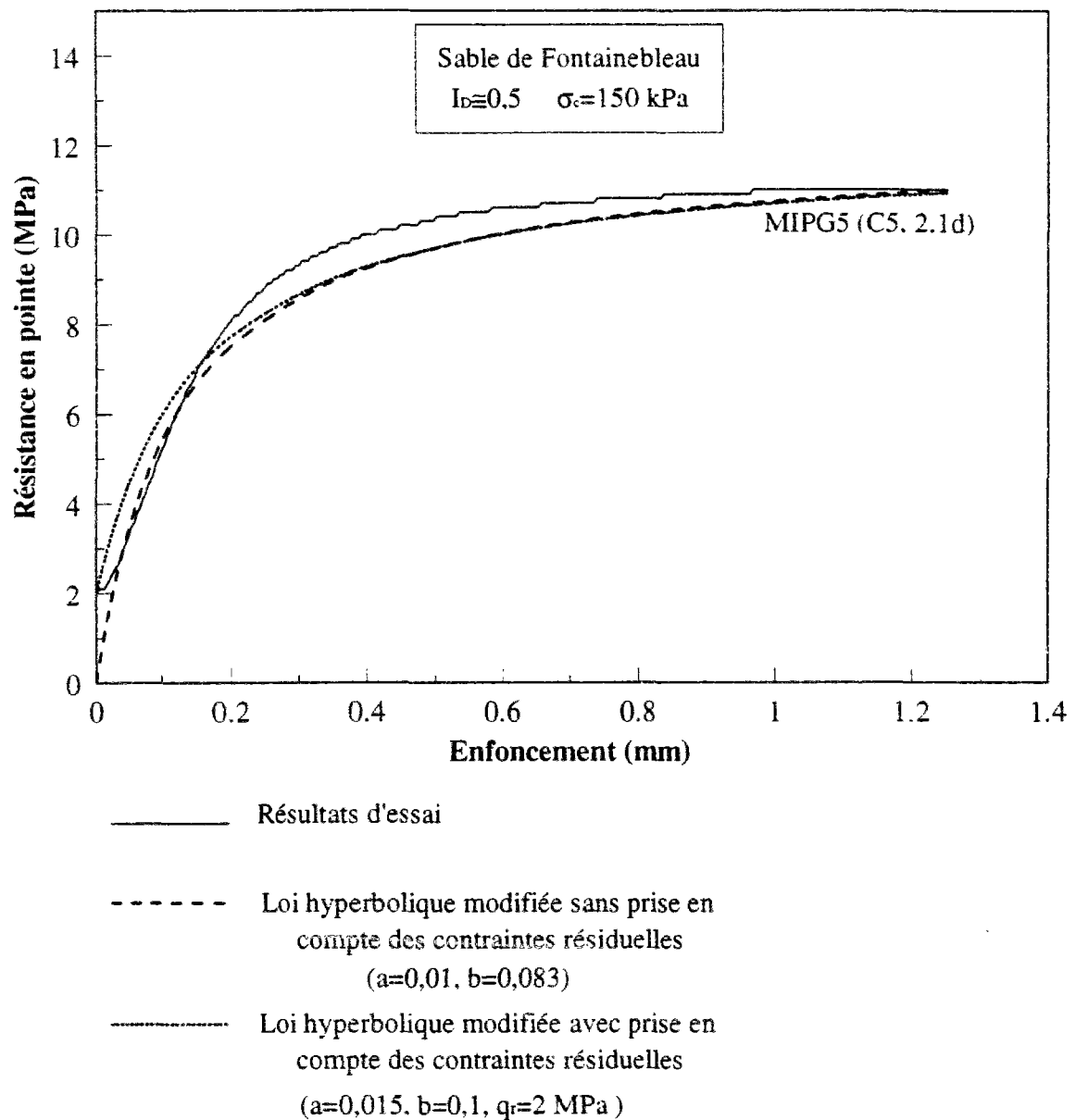
prise en compte des contraintes résiduelles, la loi rejoint dans ce cas la courbe expérimentale pour un enfoncement de 0,1 mm (environ 1%d).



**Figure V.27** *Modélisation par une loi hyperbolique modifiée avec prise en compte des contraintes résiduelles ; Cas d'un modèle isolé*

A partir de cette présentation, on peut délimiter sur la figure V.27 deux domaines dont l'étude sera importante pour la validité de ces lois. Un premier, concernant la loi de mobilisation hyperbolique avec prise en compte des contraintes résiduelles et dont les limites sont  $[0, 2\%d]$ . Le deuxième concerne la loi de mobilisation hyperbolique sans prise en compte des contraintes résiduelles et dont les limites sont  $[0, 1\%d]$ .

Sur la figure V.28, on présente la simulation de l'essai MIPG5. Il s'agit d'un essai réalisé sur une cellule élémentaire de cinq inclusions. La simulation est faite moyennant une loi hyperbolique modifiée avec prise en compte des contraintes résiduelles.



**Figure V.28** Modélisation par une loi hyperbolique modifiée avec prise en compte des contraintes résiduelles ; cas d'un modèle situé au centre de la cellule de cinq inclusions

Sur la même figure on présente aussi la simulation faite avec une loi hyperbolique modifiée sans prise en compte des contraintes résiduelles (déjà présentées sur la figure V.24). Les mêmes remarques faites précédemment sont aussi valable pour cette simulation.

## CONCLUSIONS

Ce chapitre a été consacré à l'étude de la mobilisation de la résistance en pointe pour des modèles isolés ou situés au sein du groupe élémentaire (cf. figure IV.1 du chapitre IV).

Notre objectif a été de donner une réponse claire concernant l'influence des interactions entre modèles sur la mobilisation de la résistance en pointe. En ce qui concerne la mobilisation de la résistance en pointe du modèle isolé, on a tout d'abord mis en évidence l'importance des contraintes résiduelles mesurées au laboratoire et qui peuvent atteindre 20% de la résistance en pointe limite.

A la suite de la mise en évidence de l'effet du niveau de consolidation et de l'indice de densité sur la mobilisation de la résistance en pointe, on a tenté de normaliser les courbes par rapport à la contrainte de consolidation. Les résultats obtenus nous laissent penser que l'on doit avoir pour un même paramètre d'état, caractérisant l'état initial du sol, une seule courbe de mobilisation normalisée par la contrainte de consolidation.

On a étudié en détail, dans le paragraphe V.4, la mobilisation de la résistance en pointe pour un modèle situé au centre du groupe élémentaire (bien sûr dans les limites imposées par la taille de la mini chambre). Là, on a pu mettre en évidence l'importance des paramètres ordre d'installation et entr'axe testés (1,5 et 2,1d) sur l'effet de groupe observé sur la résistance en pointe.

L'ordre d'installation peut modifier sensiblement l'effet de groupe, en le faisant varier d'un effet positif (coefficient d'efficacité sur la résistance en pointe supérieur à 1) obtenu pour le cas C5 à un effet négatif ( $C_e$  inférieur à 1) pour l'ordre d'installation C3.

Pour l'ordre d'installation C5, l'entr'axe de 1,5d donne un coefficient d'efficacité plus élevé que celui obtenu pour un entr'axe de 2,1d. Par contre, dans le cas de l'ordre d'installation C3, c'est l'espacement 2,1d qui fournit le coefficient le plus élevé.

A la suite de cette étude expérimentale, on a présenté dans le paragraphe V.5 une modélisation hyperbolique des courbes de mobilisation de la résistance en pointe en se basant sur les travaux d'Hirayama (1990). Les paramètres de cette loi sont déterminés à partir de nos essais. Pour mieux prendre en compte la non linéarité existante dans la courbe de mobilisation de la résistance en pointe, on a été amené à modifier la procédure de détermination des paramètres de cette loi. Les simulations présentées à partir de la loi hyperbolique modifiée sont en bon accord avec les résultats expérimentaux. Cette loi hyperbolique peut permettre de prendre en compte les contraintes résiduelles et permet aussi de prendre en compte l'effet de groupe observé.

## ***CHAPITRE VI***

### ***ETUDE EN CHAMBRE D'ETALONNAGE : MODELES INSTRUMENTES ISOLES ET EN GROUPE SOUS CHARGEMENT MONOTONE***



## **INTRODUCTION**

On présente dans ce chapitre les résultats des travaux consacrés aux essais de chargement en chambre d'étalonnage de modèles de micropieux instrumentés de diamètre 20 mm. que l'on a développés pour réaliser des mesures découplées de la résistance en pointe et du frottement latéral. On se rapportera au chapitre II (paragraphe II.2.3) pour la description de ces modèles.

Ces essais doivent nous permettre d'avoir accès directement et de manière indépendante à la mobilisation de la résistance en pointe et du frottement latéral le long du modèle, ce qui constitue un apport très important par rapport aux travaux présentés dans les chapitres précédents.

En ce qui concerne l'élaboration des lois de mobilisations, le travail entamé dans le chapitre V et qui est resté limité à la résistance en pointe, pourra être étendu au frottement latéral.

### **VI.1. OBJECTIF DES ESSAIS REALISES**

A partir des modèles instrumentés  $\Phi 20$  mm, l'objectif des essais réalisés est d'obtenir les courbes de mobilisation de la résistance en pointe et du frottement latéral dans le cas de l'inclusion isolée verticale, et de comparer ces courbes à celles obtenues lorsque le modèle se trouve au sein d'une cellule de plusieurs inclusions (groupe élémentaire), ceci en vue de quantifier les effets d'interaction observés sur la résistance de pointe et sur le frottement latéral séparément, ceci en fonction des paramètres de l'étude à savoir les caractéristiques initiales du massif (dans ce chapitre on se limite à l'état de contrainte), de l'entr'axe relatif entre les inclusions (2,5d, 3d, 3,5d et 4,2d) et de l'ordre d'installation. L'existence de deux modèles instrumentés permet d'étudier la réponse des inclusions en fonction de leur position dans la cellule (modèle central, coin, etc.). Il est aussi possible d'observer les perturbations causées par l'installation d'un modèle sur un modèle déjà en place.

### **VI.2. ETUDE PRELIMINAIRE DES CONDITIONS D'ESSAI**

On a vu au chapitre II que la préparation de l'échantillon du sable à un indice de densité donné s'effectue par pluviation. Il était donc nécessaire d'étalonner le dispositif de pluviation pour le



sable de Fontainebleau. Par ailleurs, on a aussi signalé dans le chapitre II que le champ des contraintes appliqué au massif doit respecter le rapport  $K_0$  existant in-situ. On présente ci-dessous des éléments concernant ces deux points.

### **VI.2.1. Etalonnage de la pluviation pour le sable de Fontainebleau**

Le dispositif expérimental de pluviation que l'on a utilisé (cf.paragraphe II.2.1.3 du chapitre II) comprend à sa partie supérieure un réservoir. La base de ce réservoir est constituée par deux plaques perforées. Une plaque supérieure fixe dont le diamètre des trous est de 10 mm, une plaque inférieure coulissante dont le diamètre des trous est de 8 ou 4 mm. Au début, les trous des deux plaques sont décalés empêchant ainsi le sable de tomber. Pour débiter la pluviation il suffit de faire coulisser la plaque inférieure. La réhausse à une hauteur de 50 cm, les tamis de diffuseur sont au nombre de deux et se trouvent à 10 cm l'un de l'autre. Le diffuseur est lié à un moteur qui permet de le remonter à vitesse constante au cours de l'essai, de façon à conserver une hauteur de pluviation constante au cours de l'essai. Ceci a nécessité pour chaque essai, plusieurs essais préliminaires pour pouvoir régler la vitesse de ce moteur en fonction du débit. Il est nécessaire de conserver une hauteur de pluviation constante pour conserver une bonne homogénéité du matériau dans le massif.

Le but principal de ces essais était d'étalonner les densités en fonction des paramètres : débit et hauteur de pluviation. On disposait au laboratoire de deux grilles de diamètres 8 et 4 mm. Pour une même grille, le réglage du débit se fait en bouchant une certaine quantité de trous. Le tableau VI.1 résume les caractéristiques (en masse de sable et en débit) des différents essais réalisés ainsi que les différents résultats obtenus (indice des vides et indice de densité).

A partir de ces résultats, on peut corréliser l'indice de densité aux différents paramètres d'essais. D'abord, il est intéressant de remarquer que les essais présentent une bonne répétabilité (essais Etal1 et Etal2, Etal4 et Etal5, Etal11 et Etal12). On a travaillé essentiellement avec une hauteur de pluviation de 10 cm pour éviter la déviation des jets de sable par l'air, phénomène d'autant plus marqué que la hauteur de pluviation est élevée et que le débit est faible. On présente sur la figure VI.1 l'évolution de l'indice de densité en fonction du paramètre débit, et ceci pour les deux grilles et une hauteur de pluviation de 10 cm. On remarque que les faibles débits correspondent aux arrangements les plus denses. On obtient une courbe décroissante de densité avec l'augmentation du débit.

Essai	Masse (kg)	e*	Q (m <sup>3</sup> /s)**	I <sub>D</sub> ***
Etal1	226,2	0,768	0,007	0,43
Etal2	226,2	0,768	0,007	0,43
Etal3	229,6	0,744	0,003	0,49
Etal4	233,0	0,716	0,0018	0,56
Etal5	232,8	0,718	0,0018	0,56
Etal6	233,0	0,716	0,0018	0,56
Etal7	232,6	0,718	0,002	0,56
Etal8	244,2	0,64	0,001	0,75
Etal9	234,5	0,704	0,00135	0,59
Etal10	247,4	0,616	0,00046	0,81
Etal11	234,6	0,704	0,00073	0,59
Etal12	234,9	0,702	0,00073	0,60
Etal13	236,9	0,688	0,00073	0,63
Etal14	244,8	0,636	0,0005	0,75
Etal15	259,5	0,54	0,0003	1

**Tableau VI.1 Essais d'étalonnage du sable de Fontainebleau**

\* e: indice des vides

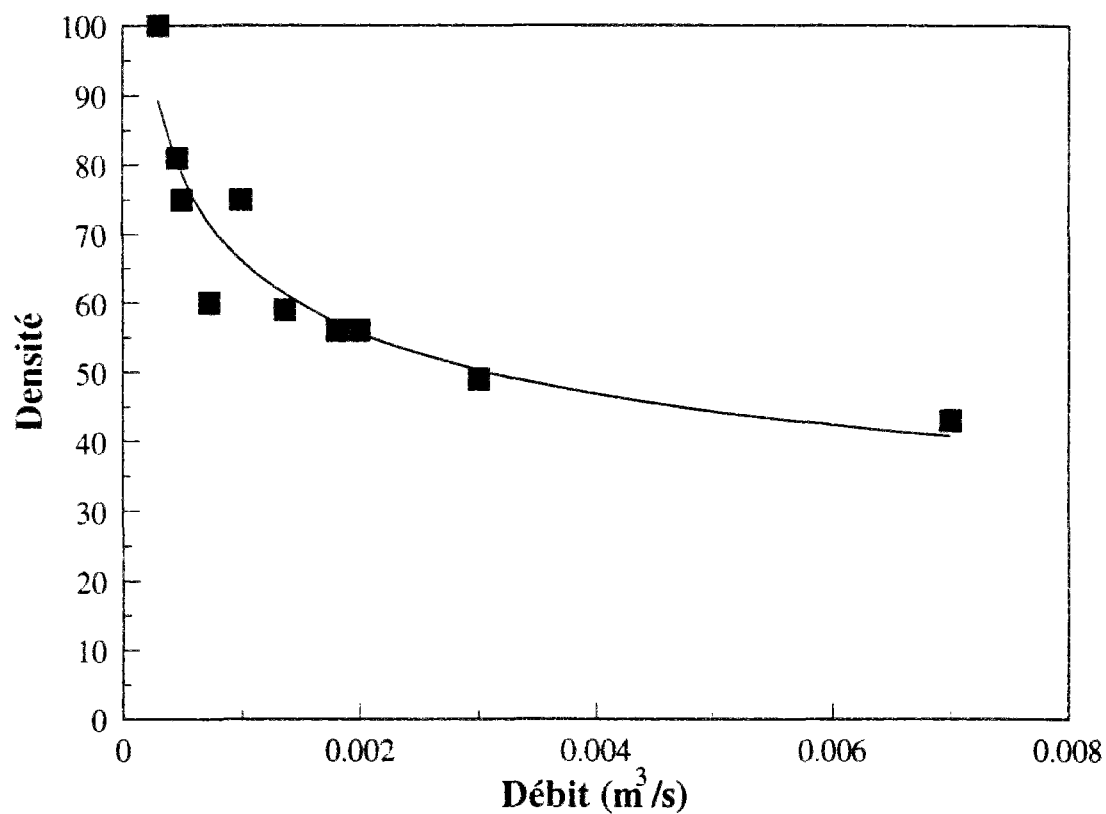
\*\* Q(m<sup>3</sup>/s): débit

\*\*\* I<sub>D</sub>: indice de densité

### VI.2.2. Détermination du coefficient K<sub>0</sub>

En ce qui concerne le coefficient K<sub>0</sub> pour le sable du Fontainebleau, celui-ci a été déterminé en coopération avec le laboratoire régional des ponts et chaussées d'Aix en Provence (Serratrice et Vallanchon, 1996). Plusieurs essais oedométriques ont été réalisés sur notre sable de Fontainebleau pour différents indice de densité. On présente dans le tableau VI.2 les différents résultats obtenus.

La figure 1 de l'annexe 5 montre un résultat typique d'évolution de la contrainte horizontale en fonction de la contrainte verticale au cours de l'essai FON03.



*Figure VI.1 Courbe d'étalonnage de la densité en fonction du débit*

Essai	I <sub>D</sub>	S <sub>r</sub> %	K <sub>0</sub>
FON01	0,66	0	0,36
FON02	0,97	0	0,36
FON03	0,47	0	0,39
FON04	0,6	100	0,37

*Tableau VI.2 Résultats d'essais K<sub>0</sub> obtenus sur le sable de Fontainebleau (Serratrice et Vallanchon, 1996)*

Les essais K<sub>0</sub> fournis nous ont permis d'adopter une valeur de K<sub>0</sub> de 0.4 pour la plupart de nos essais dans lesquels l'indice de densité est égal à 0.5.

### VI.3. PROGRAMME D'ESSAIS REALISES

Une série de 8 essais sur groupes élémentaires de 5 modèles ont été réalisés. Les caractéristiques de ces essais sont présentées dans le tableau VI.3. Ces essais ont été réalisés sur des modèles de diamètre  $\phi 20$  mm instrumentés en pointe et sur le fût.

Essai*	$\sigma_h$ (kPa)	$\sigma_v$ (kPa)	$I_D$	Entr'axe	Ordre d'installation**
CGM1	50	125	0,5	3d	C1
CGM2	100	250	0,5	3d	C1
CGM3	200	500	0,5	3d	C1
CGM4	100	250	0,5	3d	C3
CGM5	100	250	0,5	3d	C5
CGM6	100	250	0,5	2,5d	C5
CGM7	100	250	0,5	3,5d	C5
CGM8	100	250	0,5	4,2d	C5

\* **CGM** : essai en Chambre d'étalonnage sur un Groupes de modèles soumis à un chargement vertical Monotone

\*\*C1 correspond à la mise en place du micropieu Central en premier  
C3 correspond à la mise en place du micropieu Central en troisième  
C5correspond à la mise en place du micropieu Central en dernier

**Tableau VI.3 Caractéristiques des essais réalisés sur cellules de cinq inclusions dans la chambre d'étalonnage.**

Les essais CGM1 à CGM3 ont permis d'étudier l'influence du niveau de contrainte sur les mesures réalisées. Pour ces essais, on a fixé l'indice de densité du massif à la valeur moyenne de 0,5, l'entr'axe relatif est fixé à 3d et l'ordre d'installation adopté est C1 (installation du modèle central en premier). Le paramètre de l'étude est le niveau de contrainte appliqué, pour un état de contrainte  $K_0=0,4$  imposé au massif.

Les essais CGM2, CGM4 et CGM5 ont permis d'étudier l'influence de l'ordre d'installation (C1, C3 et C5) sur la mobilisation du frottement latéral et de la résistance en pointe. Pour ces essais, on garde le même état initial pour le massif, avec un indice de densité de 0,5, une

contrainte horizontale de 100 kPa et une contrainte verticale de 250 kPa. L'espacement relatif des modèles est de 3d.

Les essais CGM5 à CGM8 ont permis d'étudier l'influence de l'entr'axe relatif sur l'interaction existant entre les micropieux modèles. Cette interaction sera quantifiée d'une manière découplée sur le frottement latéral et sur la résistance en pointe. Les paramètres fixés sont le niveau de consolidation, l'indice de densité et l'ordre d'installation (modèle central en dernier). Les entr'axes testés sont 2,5d, 3d, 3,5d et 4,2d. L'optimum des entr'axes se situe probablement dans cet intervalle.

## **VI.4. RESULTATS TYPIQUES**

### **VI.4.1. Description détaillée d'un essai**

La démarche adoptée dans ces essais correspond au souci d'obtenir le maximum d'informations possible pour un même massif reconstitué. Après la mise en place du sable par pluviation et la mise sous contrainte du massif, on procède à l'installation par fonçage du premier modèle instrumenté à vitesse constante (1mm/s).

Ce modèle est mis en place soit au centre de la cellule pour les essais prévus pour l'ordre d'installation C1, soit au bord pour les autres ordres d'installation. Au cours de son installation, les données suivantes sont enregistrées en fonction de la profondeur : charge appliquée en tête, résistance en pointe et frottement latéral.

A la suite de l'installation du premier modèle, on procède à l'essai de chargement statique de ce modèle à l'aide du servovérin MTS. Les données enregistrées au cours de cet essai sont prises comme référence (cas du modèle isolé) pour l'interprétation du chargement de la cellule de 5 modèles réalisé par la suite. Cette étape était nécessaire pour les premiers essais pour avoir les essais références sur des modèles isolés. Ce premier essai de chargement terminé, on décharge le modèle et on procède à l'installation des modèles voisins suivant l'ordre d'installation prévu.

Au cours de l'installation des modèles 2, 3, 4 et 5, on enregistre à la fois la charge en tête des micropieux qui sont en cours d'installation et les variations produites sur les efforts résiduels sur le micropieu instrumenté déjà installé. Notons que, dans la cellule de cinq modèles que l'on a testée, on a deux modèles instrumentés à savoir le modèle central et un modèle de coin.

Après l'installation des cinq modèles, on déplace la chambre sous le servovérin MTS pour réaliser l'essai de chargement proprement dit. On enregistre alors les paramètres suivants :

- charge globale en tête appliquée à la cellule de cinq inclusions.
- charge en tête appliquée sur le modèle central et sur le modèle de coin.
- mobilisation de la résistance en pointe et du frottement latéral sur le micropieu central et sur un micropieu de bord.

Les essais de chargement se composent de 3 séquences successives:

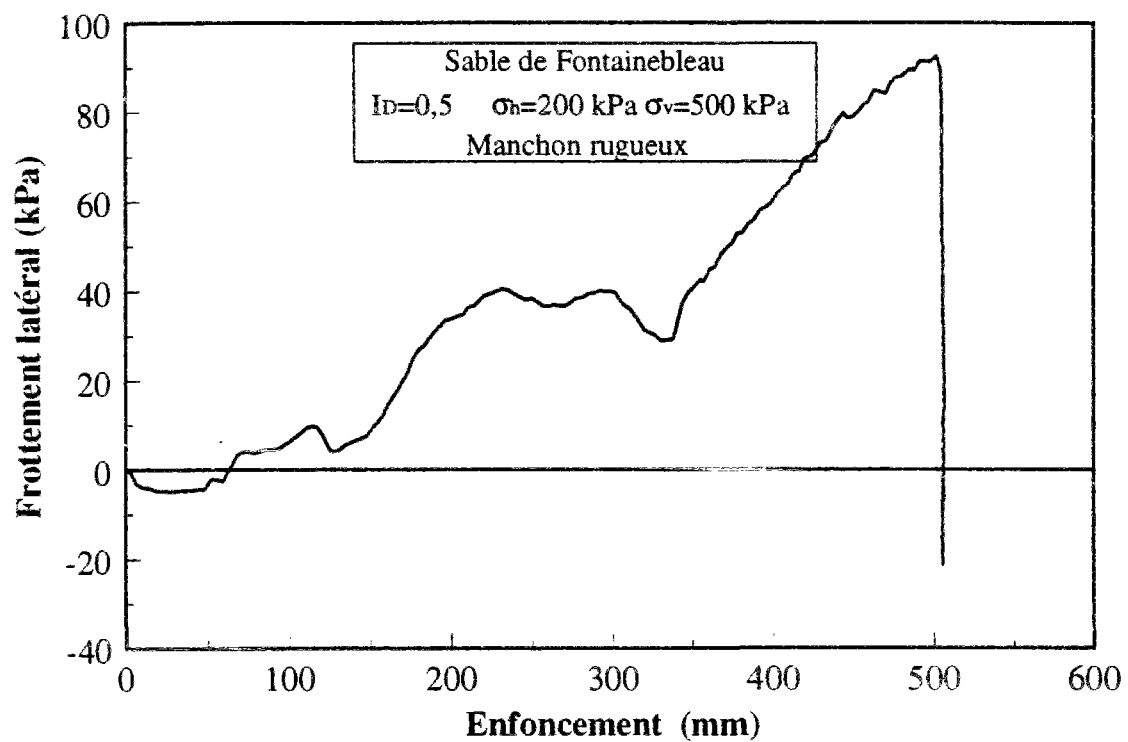
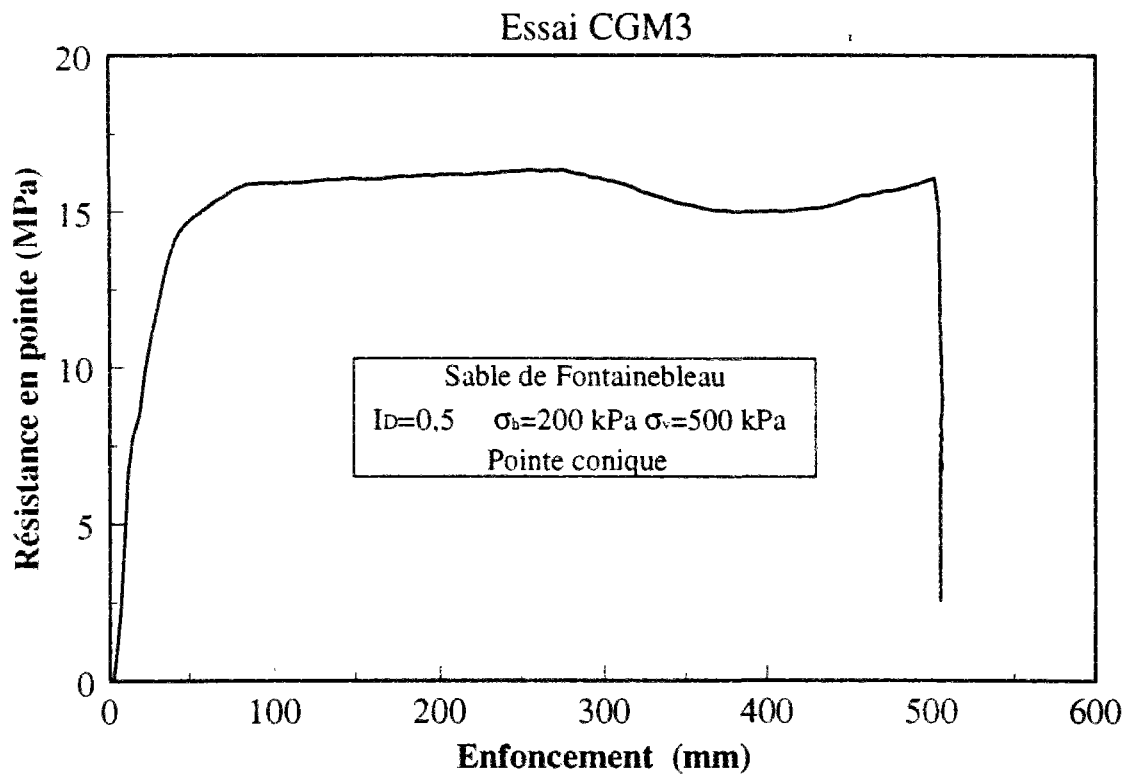
- un chargement statique à déplacement contrôlé ( $100 \mu\text{m}/\text{mn}$ ) poussé au-delà de la rupture (estimée à priori à environ  $1/10$  de diamètre).
- une phase de déchargement à déplacement contrôlé à la vitesse de  $400 \mu\text{m}/\text{minute}$
- un rechargement statique dans les mêmes conditions que le chargement initial.

#### **VI.4.2. Résultats typiques enregistrés au cours du fonçage**

Dans ce paragraphe, on présente des mesures typiques obtenues au cours des différentes étapes suivies pour le fonçage. Dans l'ordre chronologique, on présente tout d'abord les résultats obtenus au cours du fonçage du premier micropieu modèle (isolé) en terme d'évolution de la résistance en pointe et du frottement latéral avec l'enfoncement.

La figure VI.2 montre l'évolution de la résistance en pointe et du frottement latéral au cours du fonçage d'un premier modèle au cours de la réalisation de l'essai CGM3. L'indice de densité est de 0,5 et la contrainte verticale appliquée au massif est 500 kPa. La contrainte horizontale est de 200 kPa.

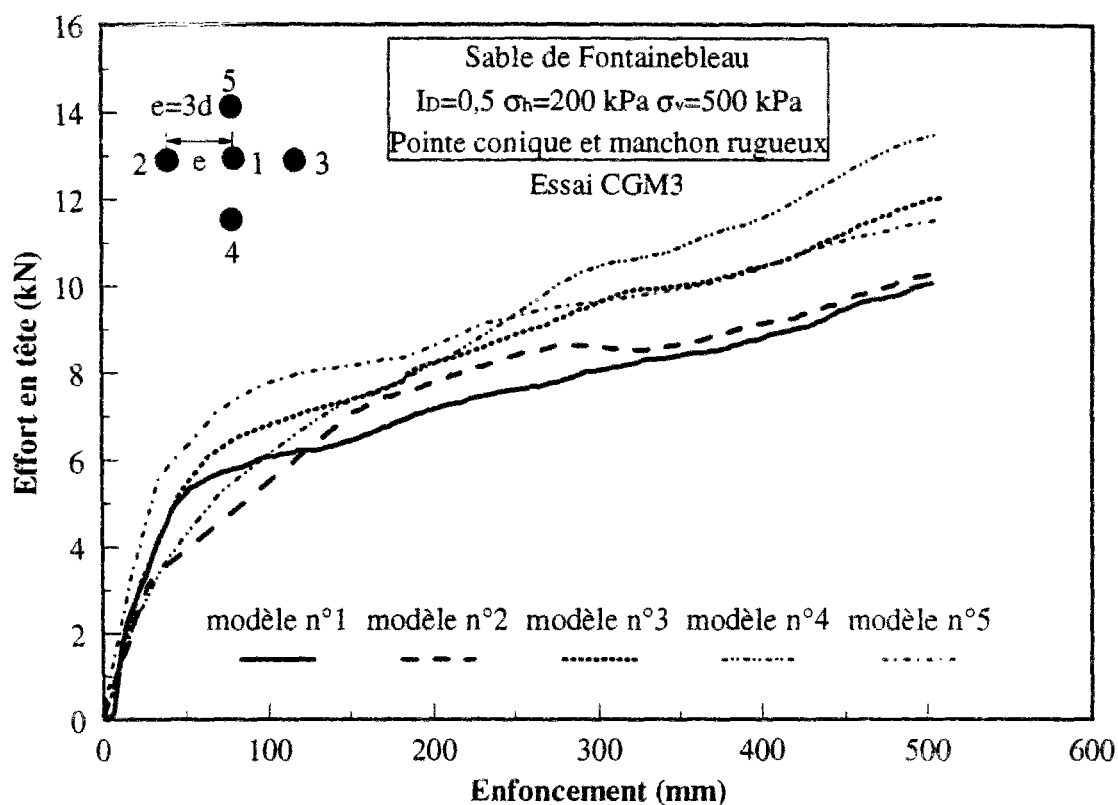
L'allure de la courbe de résistance en pointe est en bon accord qualitatif avec plusieurs travaux réalisés par ailleurs. On observe une mobilisation rapide de  $q_u$  sur les 7 à 8 premiers centimètres d'enfoncement, suivie par un palier obtenu après 10 cm d'enfoncement. Ce palier rend compte de l'homogénéité du massif de sable.



**Figure VI.2** Courbes typiques d'évolution de la résistance en pointe et du frottement latéral au cours du fonçage d'un premier modèle ; essai CGM3

En ce qui concerne le frottement latéral, on rappelle que le manchon de frottement est situé à 12 cm à l'arrière de la pointe (6 diamètres). Celui-ci est entièrement dans le massif à partir d'un enfoncement de 35 cm environ. On constate alors une mobilisation du frottement avec augmentation continue de  $q_s$ . On n'est alors pas encore en régime permanent, et ceci peut être expliqué par l'effet d'embase qui est ressenti jusqu'à ce que le manchon soit suffisamment enfoncé dans le massif. Il est probable aussi que ce phénomène est dû en partie à la sensibilité des capteurs à l'inertie du fonçage.

La figure VI.3 présente les courbes de fonçage (charge en tête) obtenues lors de l'installation successive des cinq modèles dans l'essai CGM3. On rappelle que l'entr'axe est de  $3d$ . On observe des allures analogues pour les différents modèles avec une phase initiale de mobilisation rapide de l'effort (en particulier de la résistance en pointe), suivie d'une phase à taux d'augmentation plus faible mais régulier, rendant compte de l'augmentation progressive de la surface frottante dans le massif.

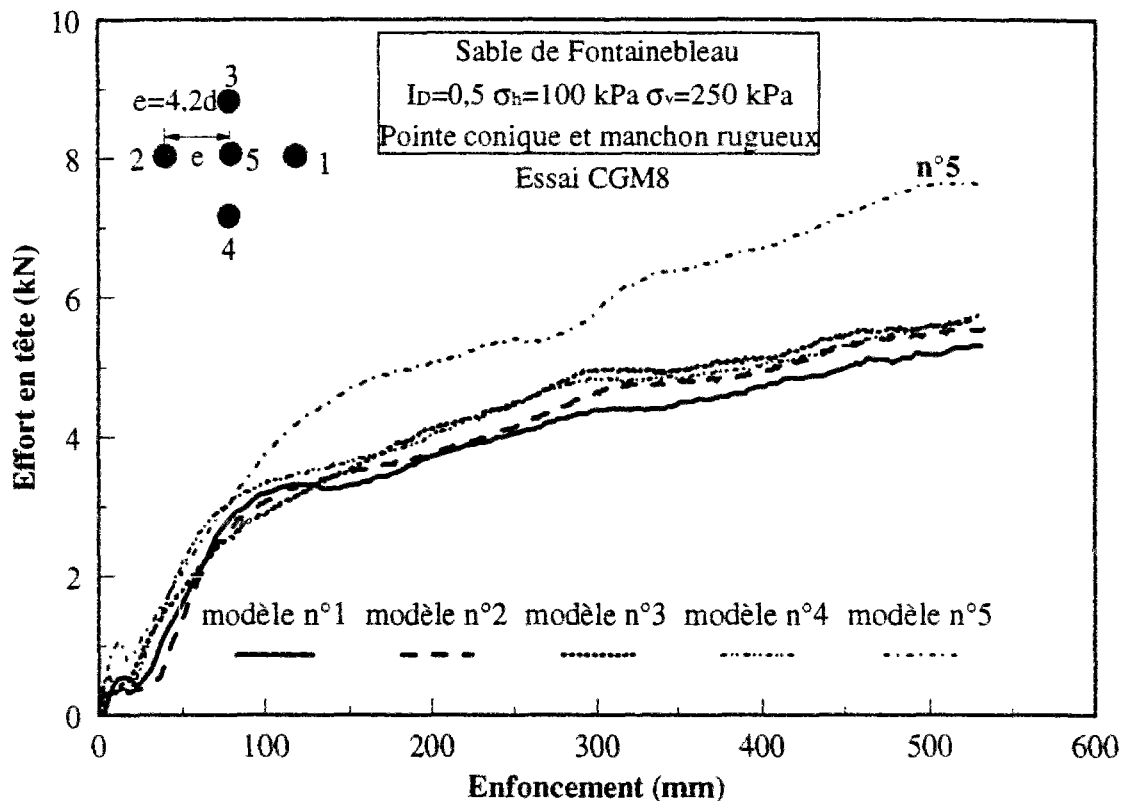


**Figure VI.3** Courbes de fonçages (charge en tête) des cinq modèles composant la cellule d'essai



On observe cependant que la charge nécessaire pour enfoncer un pieu augmente avec le nombre de pieux déjà installés (pour les quatre premiers). Entre les pieux n°1 et n°4, la charge enregistrée en fin d'installation varie de 10,7 à 13,5 kN.

La figure VI.4 présente les courbes d'évolution des efforts en tête enregistrées dans le cas de l'essai CGM8 ( $I_D=0,5$ ,  $\sigma_v=100$  kPa  $\sigma_h=100$  kPa, entr'axe relatif de  $4,2d$  et ordre d'installation C5).



**Figure VI.4** Courbes de fonçage (charge en tête) des cinq modèles composant la cellule d'essai : essai CGM8

Hormis le niveau de consolidation, par rapport à l'essai CGM3, la différence essentielle concerne l'ordre d'installation. On constate sur la figure 4 que le modèle central mobilise un effort en tête largement supérieur à ceux mobilisés sur les modèles situés aux coins de la cellule élémentaire. Les efforts mobilisés pour les modèles 1, 2, 3, 4 et 5 sont respectivement les suivants : 5,3 kN, 5,56 kN, 5,7 kN, 5,7 kN et 7,6 kN. Ceci témoigne de l'importance de l'ordre d'installation et témoigne en plus de la présence d'une forte interaction même à un espacement  $4,2d$ .

### **VI.4.3. Réponse d'un modèle déjà installé lors du fonçage des modèles suivants**

Après la mise en place du premier modèle instrumenté, on peut enregistrer sur ce modèle l'évolution des caractéristiques résiduelles liée à l'installation des modèles voisins. On présente sur la figure VI.5 l'évolution de la résistance en pointe résiduelle et du frottement latéral résiduel mesurés sur le modèle n°1 au cours du fonçage du modèle n°2 et ceci pour l'essai CGM3.

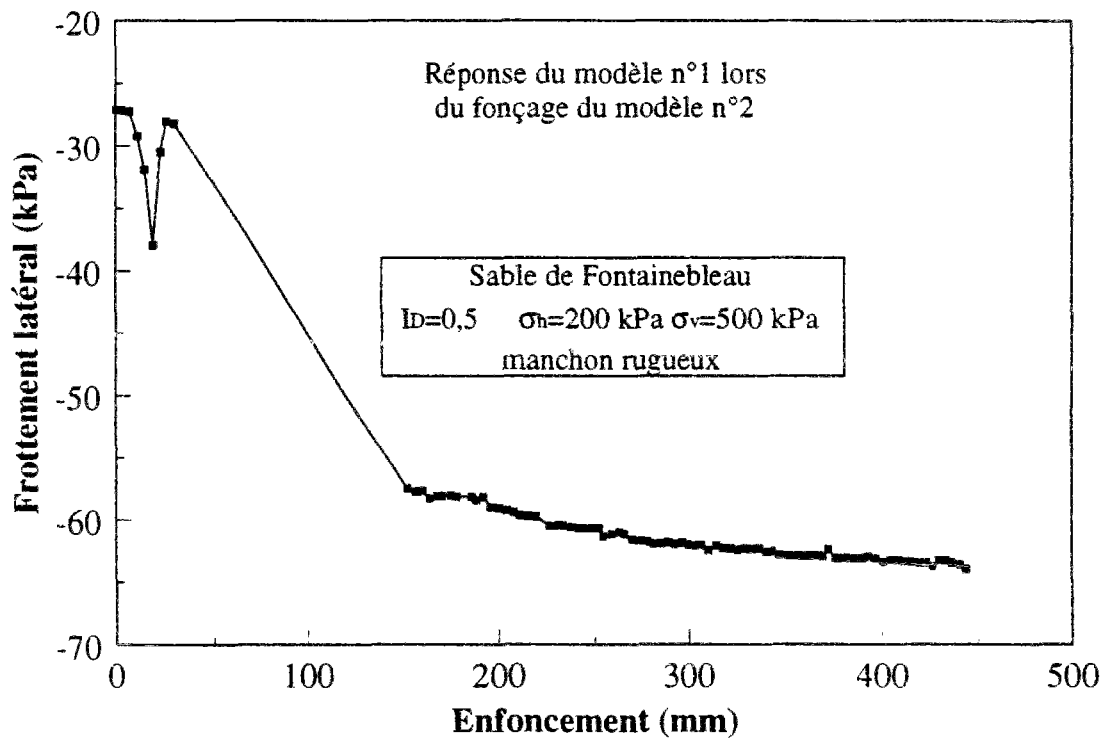
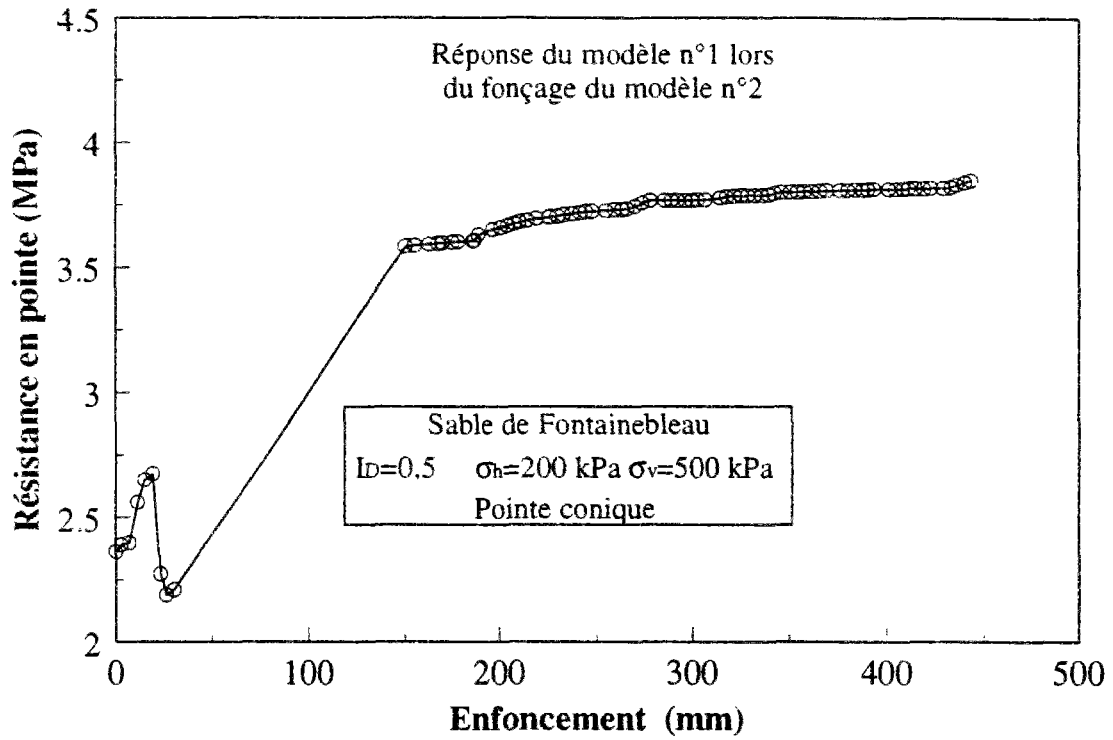
Certaines observations, au moins qualitatives, sont intéressantes à noter. Les mesures montrent que, dès le début du fonçage du modèle n°2, il existe une interaction avec le premier modèle déjà installé. On constate une nette augmentation de la résistance en pointe résiduelle (compression). On voit clairement l'évolution croissante de la résistance en pointe résiduelle qui correspond à une diminution du frottement latéral (augmentation du frottement négatif) au bout de 5 cm d'enfoncement du modèle n°2. Cette interaction, qui se fait sentir dès le début de fonçage du deuxième modèle s'explique par un effet d'entraînement du pieu déjà installé.

En ce qui concerne le frottement latéral, on constate une augmentation du frottement latéral résiduel négatif au fur et à mesure de l'enfoncement du deuxième modèle. Dans les deux cas, on obtient une quasi stabilisation après 15 cm d'enfoncement. Il est intéressant de remarquer que l'on obtient des évolutions presque parfaitement symétriques pour la résistance en pointe et pour le frottement latéral, alors que l'on a affaire à deux mesures indépendantes.

En résumé, à la suite de l'installation d'un deuxième modèle à proximité du premier, une augmentation d'environ 60% est enregistrée sur la résistance en pointe résiduelle et d'environ 120% sur le frottement résiduel négatif. Il est à signaler que les points de mesure disponibles pour cet essai ne sont pas très nombreux, à cause d'un dispositif d'acquisition qui n'était encore pas adapté à ce type d'enregistrement pour cet essai particulier.

La figure VI.6 montre l'effet de l'installation d'un troisième modèle sur le premier modèle installé. On retrouve, là aussi, des évolutions symétriques pour la résistance en pointe et le frottement latéral. Par ailleurs, du point de vue quantitatif, on ne met pas en évidence de différence significative entre le début et la fin de l'installation. Par contre, les résultats fluctuent sensiblement au cours de l'installation.

### Essai CGM3



*Figure VI.5 Evolution de la résistance en pointe résiduelle et du frottement latéral résiduel sur le modèle n°1 au cours du fonçage du modèle n°2 ; essai CGM3*

### Essai CGM3

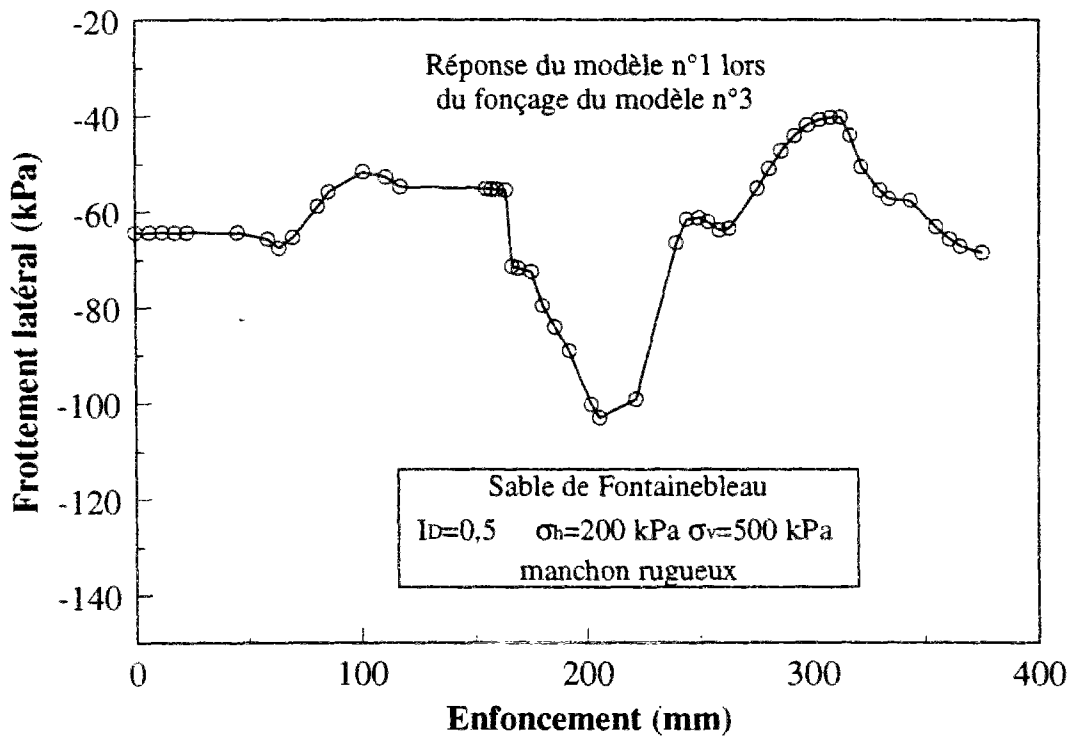
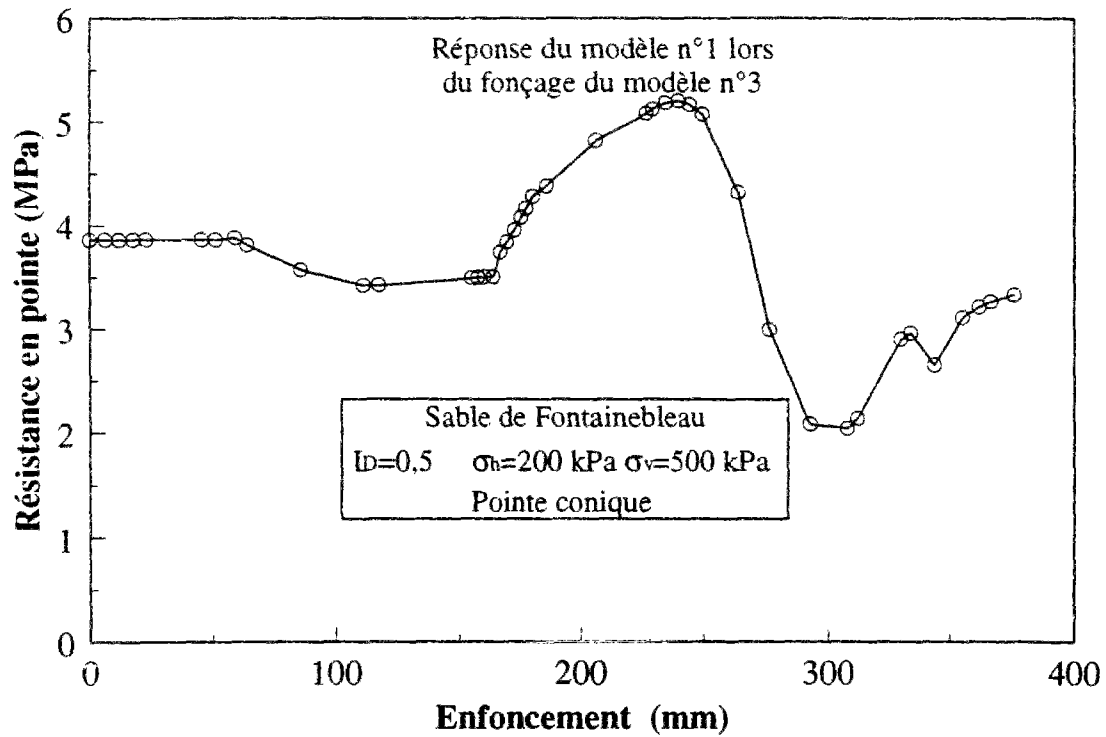


Figure VI.6 Evolution de la résistance en pointe résiduelle et du frottement latéral résiduel sur le modèle n°1 au cours du fonçage du modèle n°3 ; Essai CGM3

A la fin de l'installation des 5 modèles, on a enregistré une contrainte résiduelle égale à 3 MPa au niveau de la pointe du modèle installé en premier. Après l'installation de ce modèle lui-même, cette contrainte résiduelle était de 2,5 MPa. En ce qui concerne le frottement latéral, celui-ci varie de -21 kPa à environ -60 kPa.

#### VI.4.4. Etude des courbes charge en tête-enfoncement au cours du chargement

Au cours d'un essai de chargement d'un modèle isolé, on enregistre l'évolution de la charge appliquée en tête avec l'enfoncement. Par ailleurs, au cours d'un essai de chargement sur une cellule de 5 modèles, l'acquisition est faite sur la charge appliquée en tête du modèle central ainsi que sur la charge appliquée en tête du modèle de bord. A noter que d'autres acquisitions sont faites au cours d'un essai et les résultats seront présentés dans des paragraphes ultérieurs.

La figure VI.7 montre la courbe de chargement globale en tête de la cellule de 5 modèles pour l'essai CGM3, ainsi que la courbe de chargement en tête obtenue pour un modèle isolé.

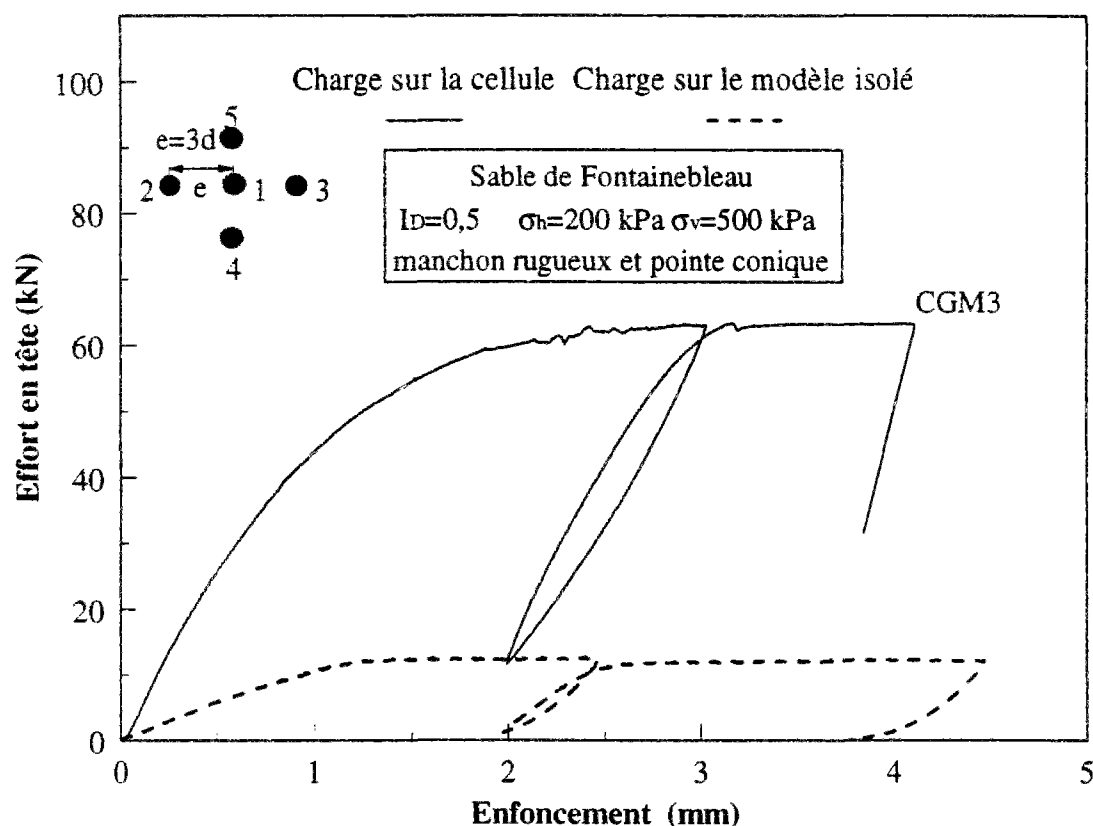


Figure VI.7 Résultat typique de chargement en tête : réponse globale de la cellule à 5 modèles, et réponse du modèle isolé

Qualitativement, on retrouve une allure similaire à ce qui avait été observé dans les essais en mini chambre d'étalonnage présentés aux chapitres précédents. En ce qui concerne la mise en contact des modèles au sein du groupe avec la tête de chargement du servovérin MTS, une amélioration sensible a été apportée. On a mis au point un dispositif pour régler manuellement le contact entre les têtes des différents modèles et la tête de chargement, ce qui permet d'obtenir une mobilisation immédiate des efforts sur la cellule dès le début du chargement.

Par rapport à la courbe de chargement du modèle isolé, la structure à 5 inclusions manifeste un comportement globalement plus rigide et le palier de rupture est atteint plus loin. Pour le modèle isolé, le palier de rupture est atteint à environ 1,5 mm (7,5%*d*), et l'on atteint le palier pour 2,5 mm (12,5 % de *d*) dans le cas de la cellule. La charge limite du modèle isolé est de 12 kN. Le groupe de 5 modèles mobilise 63 kN au palier.

La figure VI.7 montre, la phase de décharge réalisée lorsque le palier de rupture a été atteint. L'amplitude du déchargement pour le groupe est de 1 mm (5%*d*). On remarque que cette amplitude n'est pas suffisante pour décharger complètement la structure (20% d'effort restant). Dans le cas de l'essai sur un modèle isolé, on a imposé une amplitude de déchargement de 0,5 mm. Pour cet essai, un pourcentage de 10% d'effort restant est mesuré.

La figure VI.8 présente les résultats de l'acquisition réalisée sur le micropieu central installé en premier et sur le micropieu du bord installé en troisième. On a représenté sur la même figure l'évolution des charges suivantes :

- charge en tête sur le micropieu modèle isolé
- charge moyenne calculée à partir de la charge globale divisée par le nombre de modèles.

On constate que c'est le micropieu isolé qui présente la rigidité initiale la plus grande.

Si l'on note :

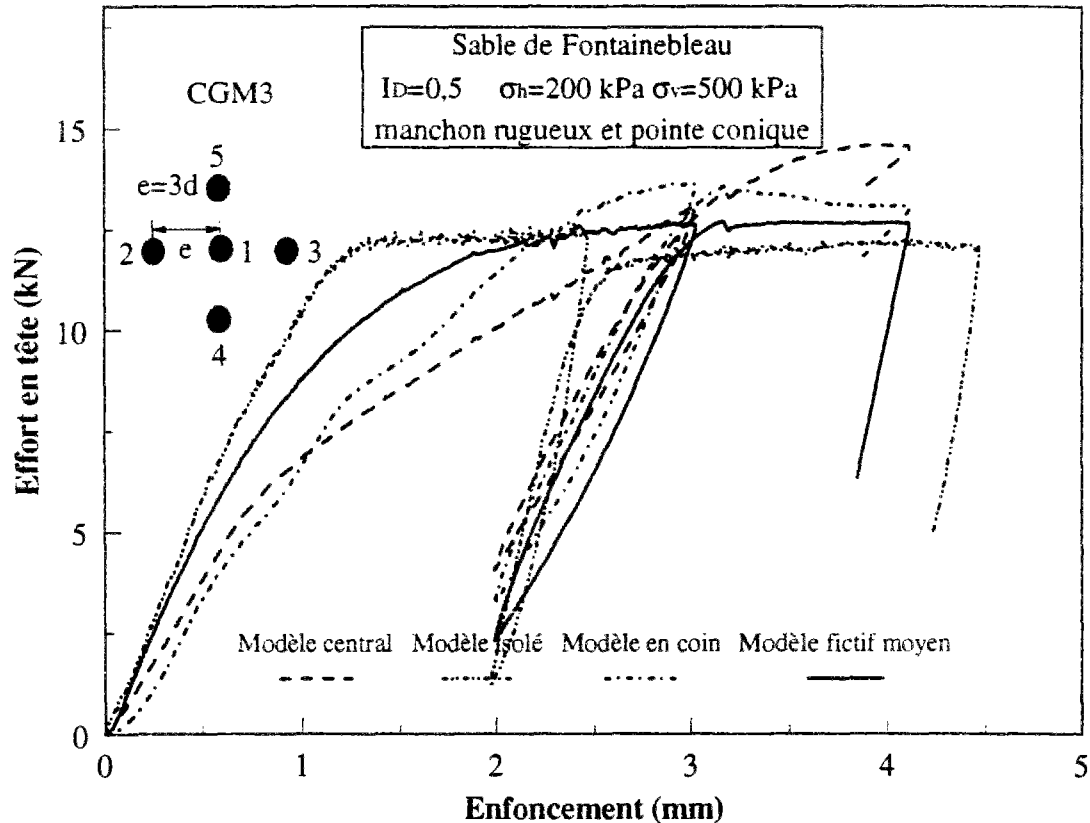
**$R_i$**  la Rigidité initiale pour le modèle isolé

**$R_f$**  la Rigidité initiale pour le modèle fictif; Valeurs obtenues en faisant la moyenne de la charge globale

**$R_c$**  la Rigidité initiale pour le modèle central ; mobilisation au cours du chargement du groupe

**$R_b$**  la Rigidité initiale pour un modèle installé au bord

on a  **$R_i > R_f > R_c > R_b$**



**Figure VI.8 Comparaisons des efforts en tête mobilisés au cours de l'essai CGM3 ; modèle central, modèle de bord, modèle isolé et le modèle fictif moyen**

A première vue, si l'on ne prend en compte qu'une courbe de mobilisation moyenne des efforts provenant de la courbe de mobilisation de la charge globale, on aura sur l'effet de groupe une idée très différente de ce qui existe réellement. En effet, on remarque par exemple une grande différence, d'une part entre le comportement des micropieux central et de bord et d'autre part, avec celui du micropieu fictif moyen. Sur la courbe provenant de la moyenne réalisée à partir de la charge globale, on constate la présence d'un palier pour un déplacement d'environ  $12,5\%d$  annonçant la rupture. En ce qui concerne le micropieu central, on remarque que celui-ci ne présente pas de stabilisation avant des grands déplacements de l'ordre de  $0,2d$ . Le micropieu de bord lui, passe par un maximum à environ  $0,15d$  pour décroître ensuite. Le tableau VI.4 présente une comparaison entre les charges mobilisées au cours de cet essai pour un enfoncement de  $10\%$  de diamètre et de  $20\%$  de diamètre.

Pour des enfoncements modérés, les micropieux modèles d'un groupe manifestent une capacité portante inférieure à celle d'un micropieu isolé. Le minimum est enregistré pour le

micropieu central qui, dans notre cas, est installé en premier. Pour des enfoncements plus importants, on peut s'attendre à des améliorations au niveau performance du groupe.

Enfoncement	isolé	fictif	bord	central
10%d	12,30 kN	11,97 kN	11,40 kN	10,05 kN
20%d	12,20 kN	12,65 kN	13,10 kN	14,57 kN

**Tableau VI.4 Comparaison entre les charges mobilisées pour deux valeurs particulières d'enfoncement : modèle isolé et modèle au sein du groupe**

#### **VI.4.5. Résultat typique de mobilisation de la résistance en pointe et du frottement latéral pour un modèle isolé**

On présente ci-dessous (figure VI.9) un résultat typique de mobilisation de la résistance en pointe et du frottement latéral au cours de l'essai sur un modèle isolé qui sert comme référence pour l'essai CGM3, les mesures étant obtenues à partir des capteurs locaux. En ce qui concerne la résistance en pointe, on remarque un début de mobilisation à partir d'une valeur résiduelle positive (compression), avec une évolution vers un palier assez bien marqué. On retrouve ce type d'évolution sur toutes les courbes obtenues.

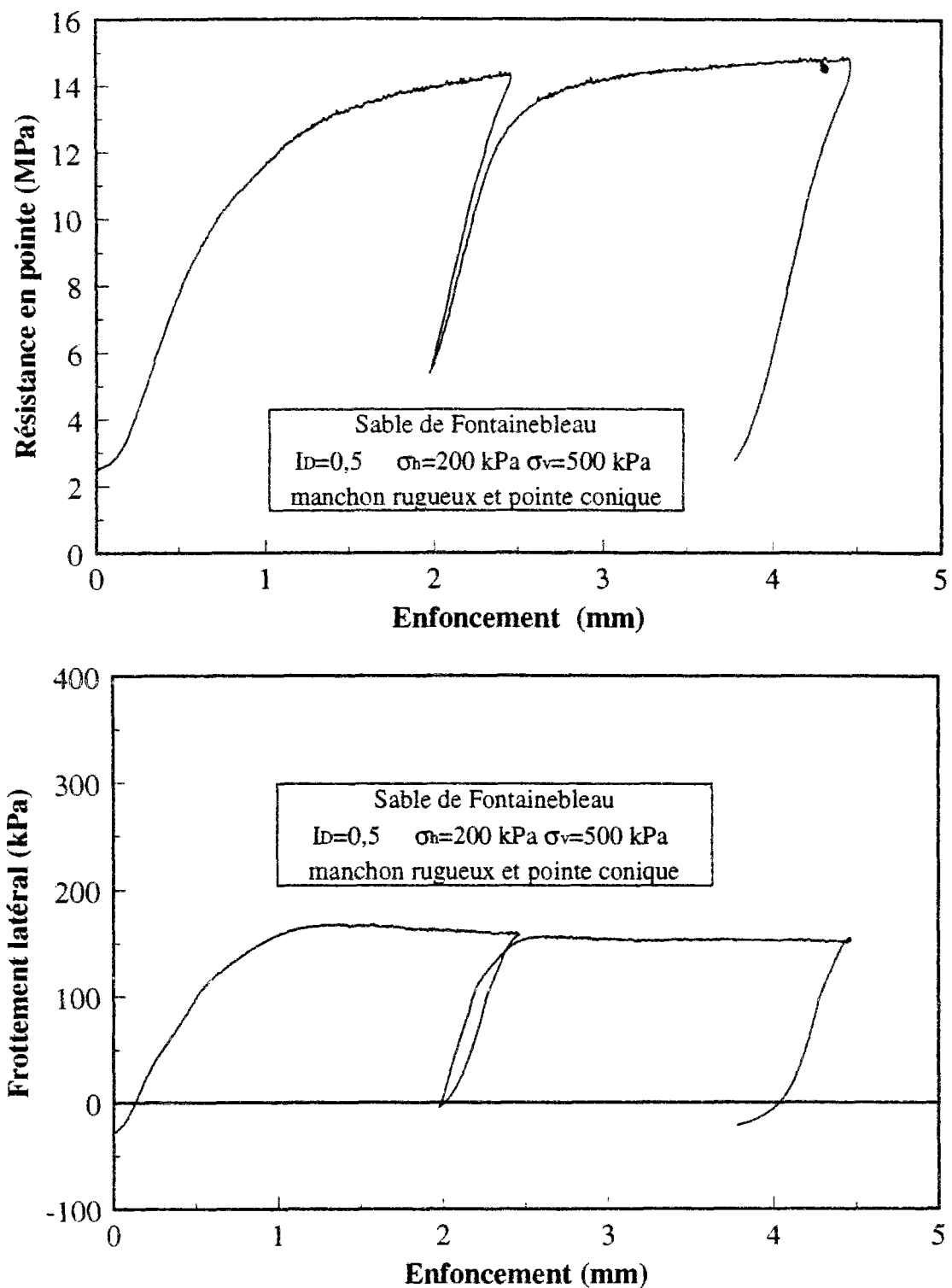
Le tableau VI.5 donne quelques valeurs de la résistance en pointe pour des valeurs typiques d'enfoncement. On constate en particulier que l'on mobilise 70% de la charge limite conventionnelle définie à 0,1d pour un enfoncement de 0,035d.

Enfoncement	Résistance en pointe (MPa)
0,71 mm (3,5%d)	9,8
2 mm (10%d)	14
4 mm (20%d)	14,72

**Tableau VI.5 Résistance en pointe mobilisée à différentes valeurs d'enfoncement**

La résistance en pointe résiduelle obtenue après le déchargement final est égale à 2,74 MPa, valeur pratiquement égale à celle de départ (2,5 MPa).





*Figure VI.9 Courbes de mobilisation typiques de la résistance en pointe et du frottement latéral au cours d'un essai de chargement sur modèle isolé*

Pour ce qui est du frottement latéral, la mobilisation démarre à partir d'une valeur résiduelle négative (-28,7 kPa). La mobilisation du frottement latéral est caractérisée par un maximum suivi d'un léger radoucissement. Un palier est atteint au bout d'1/10 de diamètre d'enfoncement. Le tableau VI.6 donne quelques valeurs du frottement latéral pour des valeurs typiques d'enfoncement.

On constate une mobilisation rapide à 3% d de 70% du frottement latéral au pic. Concernant le pic (167 kPa), il est mobilisé à 6,5% d.

Enfoncement	Frottement latéral kPa
0,6 mm (3% d)	116,9
1,3 mm (6,5% d)	167
2 mm (10% d)	161,7
4 mm (20% d)	153,3

**Tableau VI.6 Frottement latéral mobilisé à différentes valeurs d'enfoncement**

#### **VI.4.6. Mobilisation de la résistance en pointe et du frottement latéral au cours du chargement de la cellule de 5 inclusions**

Dans le cas du chargement de cellules de 5 modèles, on réalise des mesures locales sur le modèle central et sur un modèle de coin (2 modèles instrumentés), en termes de mobilisation de la résistance en pointe et du frottement latéral. Pour chacun de ces modèles, on présente sur la figure VI.10 la mobilisation de la résistance en pointe et du frottement latéral au cours du chargement du groupe pour l'essai CGM3.

En ce qui concerne la mobilisation de la résistance en pointe, on constate une allure très différente de celle obtenue pour le modèle isolé. On observe en particulier une rigidité initiale beaucoup plus faible que pour le modèle isolé. On constate aussi une tendance à stabilisation qui se manifeste dans une phase très tardive du chargement. Sur la même figure, on voit que le modèle installé au bord présente une courbe de mobilisation de la résistance en pointe toujours au dessus de celle du micropieu central, avec une allure similaire, mais un décalage d'environ 1,2 MPa.

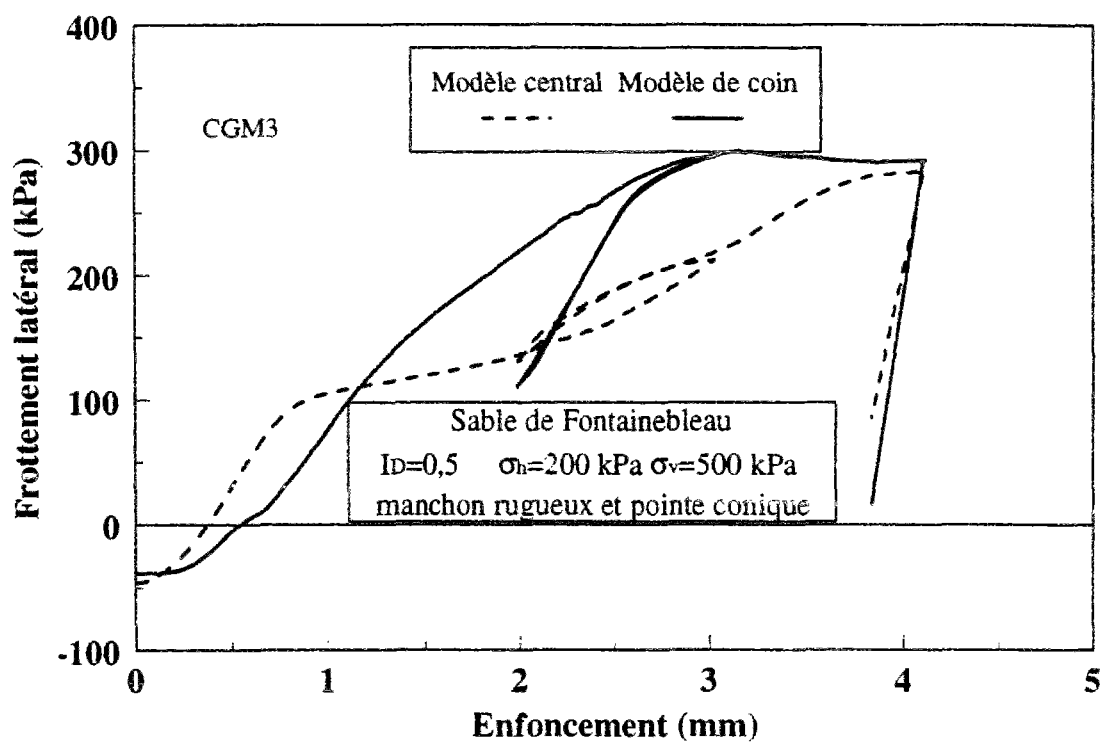
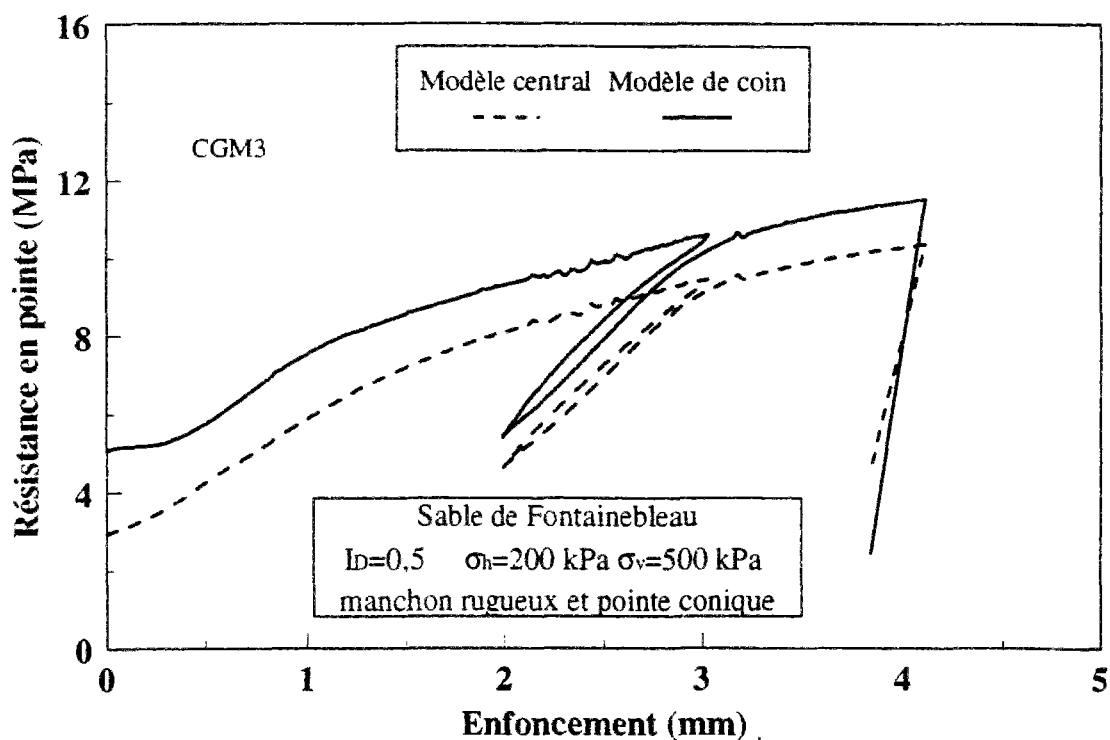


Figure VI.10 Courbes de mobilisation typiques de la résistance en pointe et du frottement latéral sur le modèle central et le modèle de bord au cours d'un essai de chargement sur une cellule élémentaire de 5 modèles ; essai CGM3

Une autre observation intéressante concerne la différence entre les contraintes résiduelles enregistrées sur un modèle isolé et celles enregistrées à la suite de l'installation des cinq modèles. On présente ces différentes valeurs dans le tableau VI.7.

$Q_{ur1}$	2,7 MPa
$Q_{ur2}$	2,91 MPa
$Q_{ur3}$	5,06 MPa

**Tableau VI.7 Résistance en pointe résiduelle pour un micropieu isolé, pour le micropieu installé en premier (1) et celui n° 3**

On constate des différences notables de résistance résiduelle en fonction de la position du modèle au sein de la cellule. Par rapport à un micropieu modèle isolé, le modèle de bord présente une augmentation d'environ 87%. Le micropieu central, quant à lui, ne présente pas de différence significative (7,7%).

Le tableau VI.8 donne certaines valeurs de résistance en pointe mobilisée pour des valeurs typiques d'enfoncement.

Enfoncement	Résistance en pointe ; modèle n°1	Résistance en pointe ; modèle n°3
1 mm (5% d)	5,9 MPa	7,5 MPa
2 mm (10% d)	8,1 MPa	9,3 MPa
4 mm (20% d)	10,3 MPa	11,4 MPa

**Tableau VI.8 Résistance en pointe mobilisée pour des valeurs typiques d'enfoncement**

On peut donc conclure sur des différences quantitatives importantes observées entre les deux modèles, et pour chaque modèle, une différence notable peut apparaître suivant l'enfoncement choisi.

En ce qui concerne le frottement latéral, on constate aussi des allures de courbes différentes de celles obtenues pour le micropieu modèle isolé. La stabilisation des efforts est obtenue pour un enfoncement d'environ 17 à 18 % du diamètre. Les frottements résiduels pour les deux micropieux (central et coin) et pour le micropieu isolé sont présentés dans le tableau VI.9.

$q_{sr1}$	-28,7 kPa
$q_{sr1}$	-45,7 kPa
$q_{sr3}$	-38,1 kPa

**Tableau VI.9 Frottement latéral résiduel pour un micropieu isolé, pour le micropieu installé en premier (1) et celui installé en troisième (3)**

Des différences de 59% et de 32% respectivement sont observées par rapport au modèle isolé. De la même façon, on donne ci-dessous certaines valeurs du frottement latéral mobilisé pour des valeurs typiques de l'enfoncement.

Enfoncement	Frottement latéral ; modèle n°1	Frottement latéral ; modèle n°3
1 mm (5% d)	105,7 kPa	76 kPa
2 mm (10% d)	136,2 kPa	219,5 kPa
4 mm (20% d)	282,4 kPa	291,4 kPa

**Tableau VI.10 Frottement latéral mobilisé pour des valeurs typiques d'enfoncement ; cas d'un micropieu installé en premier et celui installé en troisième**

On constate des différences importantes entre les différentes valeurs mobilisées. Les différences apparaissent essentiellement dans la deuxième phase du chargement qui correspond au passage d'un comportement élastique à un comportement plastique parfait.

## VI.5. REPETABILITE DES ESSAIS

On présente dans ce paragraphe, des résultats destinés à tester la répétabilité de l'essai. Il s'agit de la réponse d'un modèle isolé en termes de frottement latéral et de résistance en pointe. L'indice de densité du massif est 0,5. La contrainte horizontale est de 100 kPa, la contrainte verticale est de 250 kPa.

La figure VI.11 présente l'évolution du frottement latéral et de la résistance en pointe avec l'enfoncement. On constate une bonne répétabilité de la courbe de mobilisation de la résistance en pointe. La seule différence réside au niveau de la résistance en pointe résiduelle initiale, pour laquelle on observe une différence de 0,6 MPa. Par ailleurs les charges limites sont quasiment identiques (8,7 MPa).

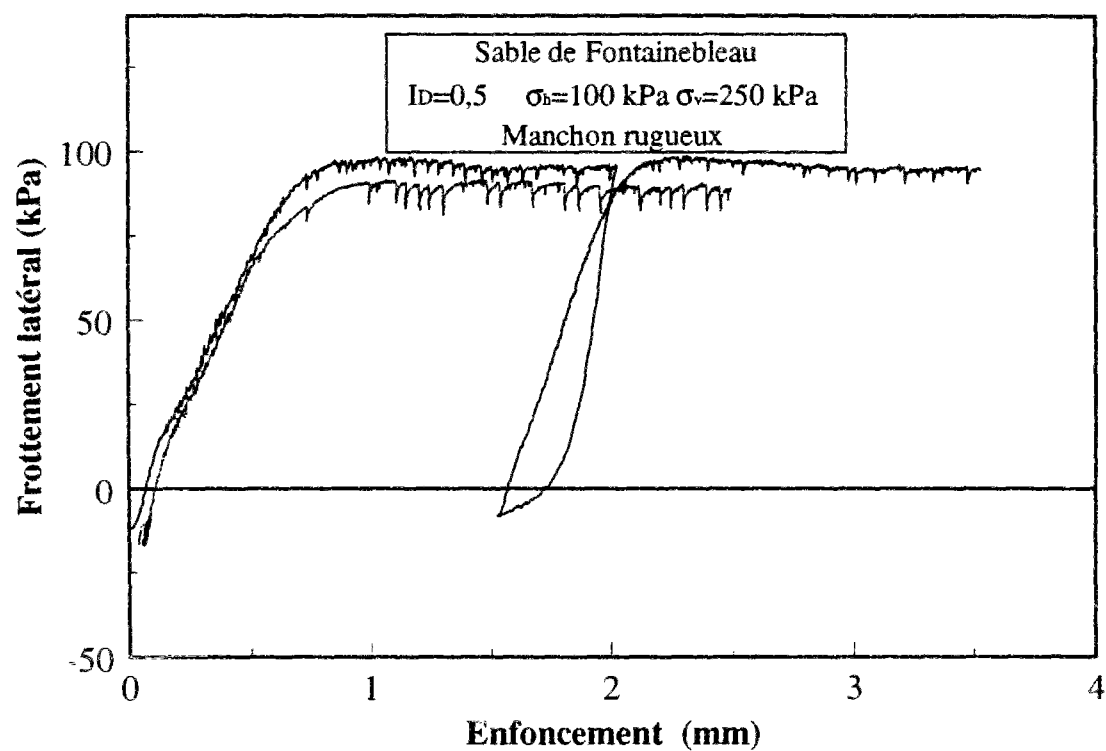
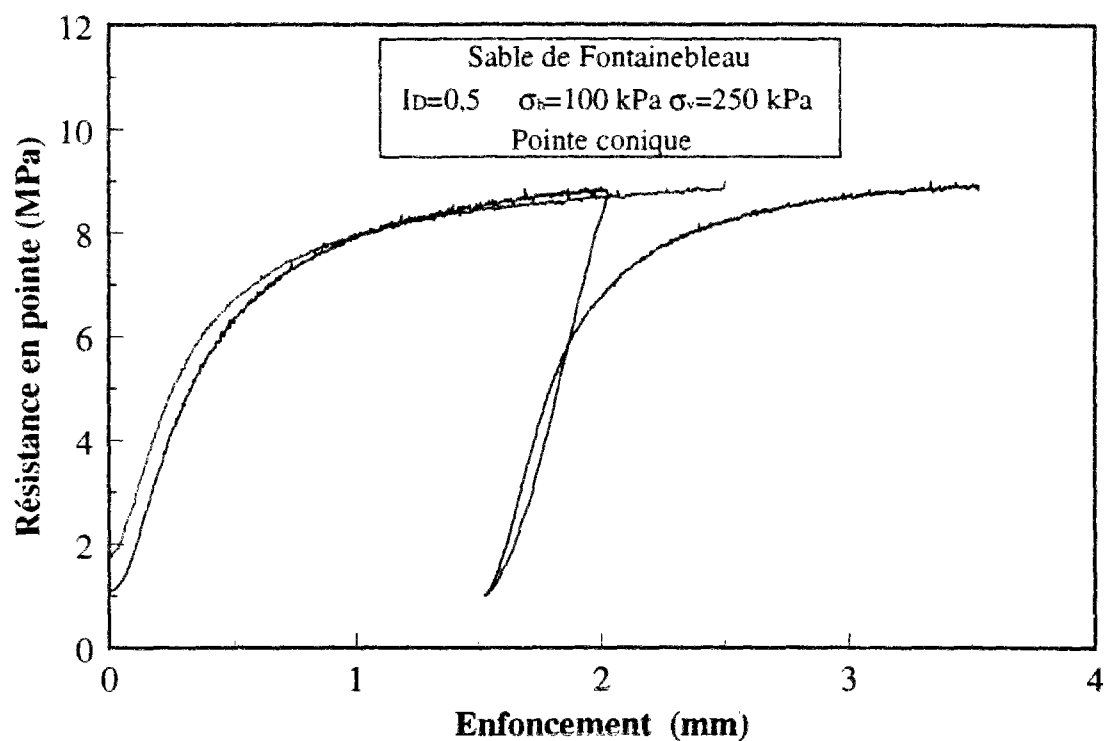


Figure VI.11 Essais de répétabilité ; mobilisation de la résistance en pointe et du frottement latéral

En ce qui concerne les courbes de mobilisation du frottement latéral, la répétabilité est aussi correcte (tout en signalant une différence de 7 kPa entre les charges limites). Vu la taille de l'échantillon, la répétabilité de nos essais est acceptable. Les dents de scie qu'on remarque sur nos courbes (on les aura sur la plupart des courbes) sont connus sous le nom de stick and slip. On s'attend à ce genre des décrochements dans la plupart des essais de cisaillement d'interface fortement rugueuse.

La figure 2 de l'annexe 5 montre la bonne répétabilité en terme d'effort global appliqué à la cellule élémentaire de cinq modèles.

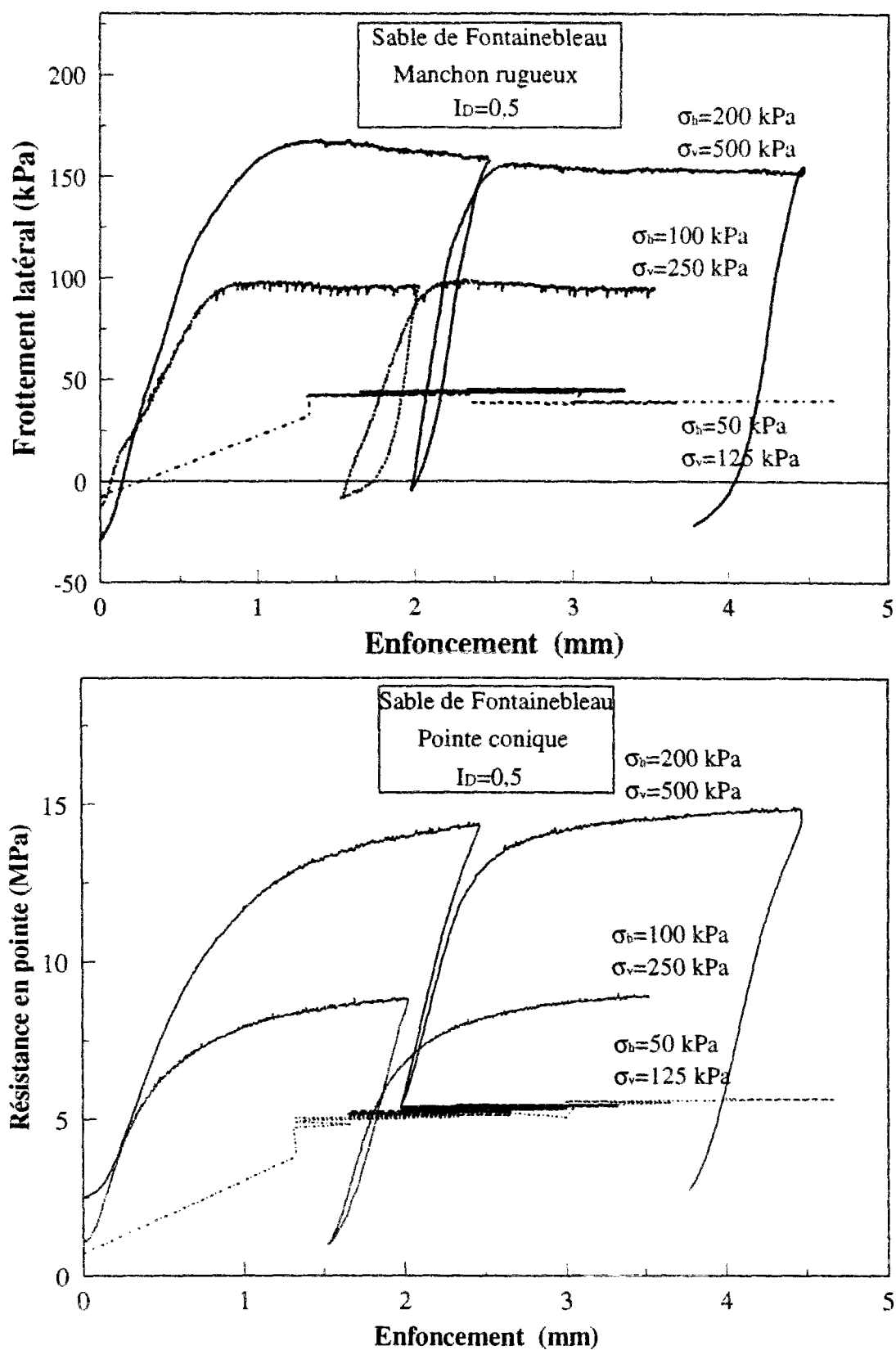
## **VI.6. INFLUENCE DU NIVEAU DE CONSOLIDATION SUR L'EFFET DE GROUPE OBSERVE**

Il s'agit d'étudier les résultats des essais CGM1, CGM2 et CGM3. On présente tout d'abord une synthèse de l'influence du niveau de consolidation sur la mobilisation de la résistance en pointe et du frottement latéral dans le cas des modèles isolés. On étudie ensuite l'influence de ce paramètre sur la mobilisation de la résistance en pointe et du frottement latéral dans le cas d'une cellule élémentaire. On donne enfin une quantification de l'effet de groupe sur la résistance en pointe et sur le frottement latéral.

### **VI.6.1. Essais sur modèles isolés**

On présente dans ce paragraphe les résultats obtenus au cours du chargement des modèles isolés en fonction du niveau de contrainte appliqué au massif. La figure VI.12 montre les courbes de mobilisation du frottement latéral et de la résistance en pointe correspondantes. Pour l'essai réalisé à 50 kPa de contrainte latérale, on n'a pas pu avoir accès à la courbe de mobilisation complète, et l'essai est interprétable uniquement en terme de résistance ultime. Le frottement résiduel enregistré à la suite de l'installation est de -7,7, -11,6 et -28,7 kPa, pour  $\sigma_h = 50$  kPa, 100 kPa et 200 kPa respectivement. Les frottements limites correspondant sont de 45, 97 et 161,7 kPa.

En ce qui concerne les résistances en pointe résiduelles (en fin d'installation) on obtient 0,7 MPa, 1,1 MPa et 2,49 MPa pour  $\sigma_h = 50$  kPa, 100 kPa et 200 kPa respectivement. Les valeurs limites enregistrées sont dans le même ordre 5,2, 8,7 et 14 MPa.



*Figure VI.12 Influence du niveau de consolidation anisotrope sur la mobilisation de la résistance en pointe et du frottement latéral au cours des essais de chargement sur modèle isolé*



Si on compare les résultats obtenus en chambre d'étalonnage avec les résultats en mini chambre d'étalonnage, on trouve que les valeurs de la résistance en pointe limite sont très proches (en prenant le repère de comparaison  $\sigma_h$  et  $\sigma_c$ ). Par contre le frottement latéral limite quantifié en mini chambre d'étalonnage est largement affecté par la proximité de la pointe d'un côté et par l'effet d'échelle d'un autre côté.

#### VI.6.2. Essais sur un groupe de micropieux modèles

Dans ce paragraphe, on présente une synthèse des résultats obtenus pour des essais de chargement sur les cellules de 5 inclusions. On présente une comparaison des courbes de mobilisation du frottement latéral et de la résistance en pointe pour le micropieu central (figure VI.13) et pour le micropieu de coin (figure VI.14).

Le tableau VI.11 donne les résistances en pointe résiduelles et limites. Ces dernières sont évaluées pour un enfoncement de 10% de diamètre.

Essai	$q_{urc}$	$q_{urb}$	$q_{uc}$	$q_{ub}$
CGM1	0,6	1,16	4	4
CGM2	0,7	1,4	7,5	7,2
CGM3	2,9	5	8,1	9,3

**Tableau VI.11 Résistances en Pointe Résiduelle et limite pour les modèles central et de bord (en MPa)**

On remarque l'augmentation de la résistance résiduelle avec le niveau de contrainte appliqué au massif. Ces résistances résiduelles sont plus importantes pour les modèles de bord que pour le modèle central, le micropieu du bord étant moins affecté par le passage des micropieux à proximité. En ce qui concerne les charges limites, celles-ci augmentent avec le niveau de contrainte et l'on ne peut pas conclure sur une différence significative entre les charges mobilisées sur le modèle central et celles mobilisées sur le modèle de bord, à l'exception de l'essai réalisé à 200 kPa où le micropieu de bord mobilise une charge de 14,4% supérieure à celle du modèle central. Le tableau VI.11 montre l'ampleur des résistances résiduelles par rapport aux résistances limites mobilisées et, pour le pieu du bord, celles-ci peuvent atteindre 50% de la charge limite.

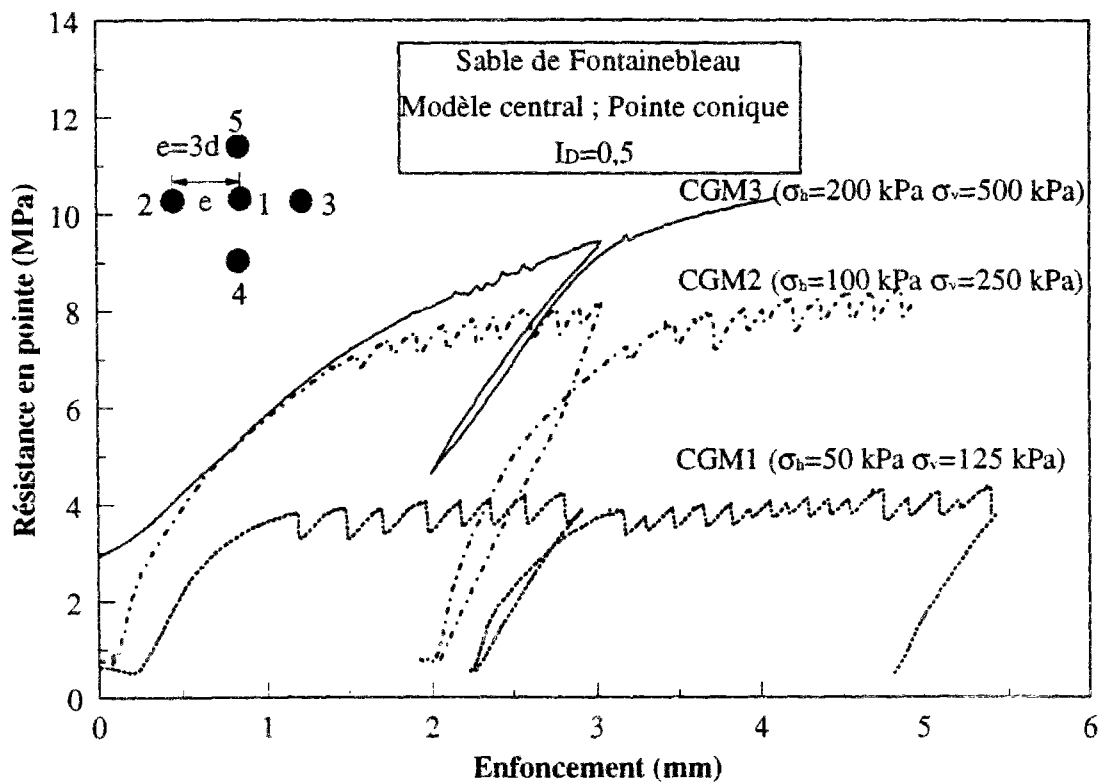
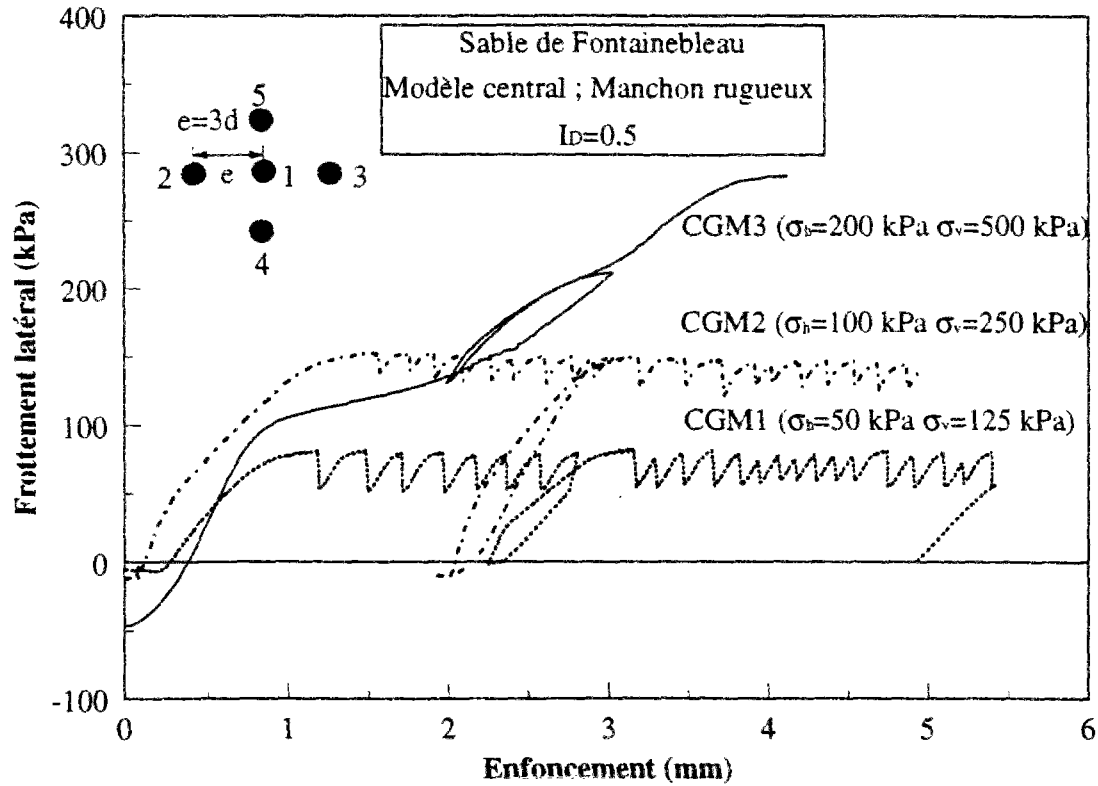


Figure VI.13 Influence du niveau de consolidation anisotrope sur les courbes de mobilisation du frottement latéral et de la résistance en pointe du modèle central au sein de la cellule de 5 modèles

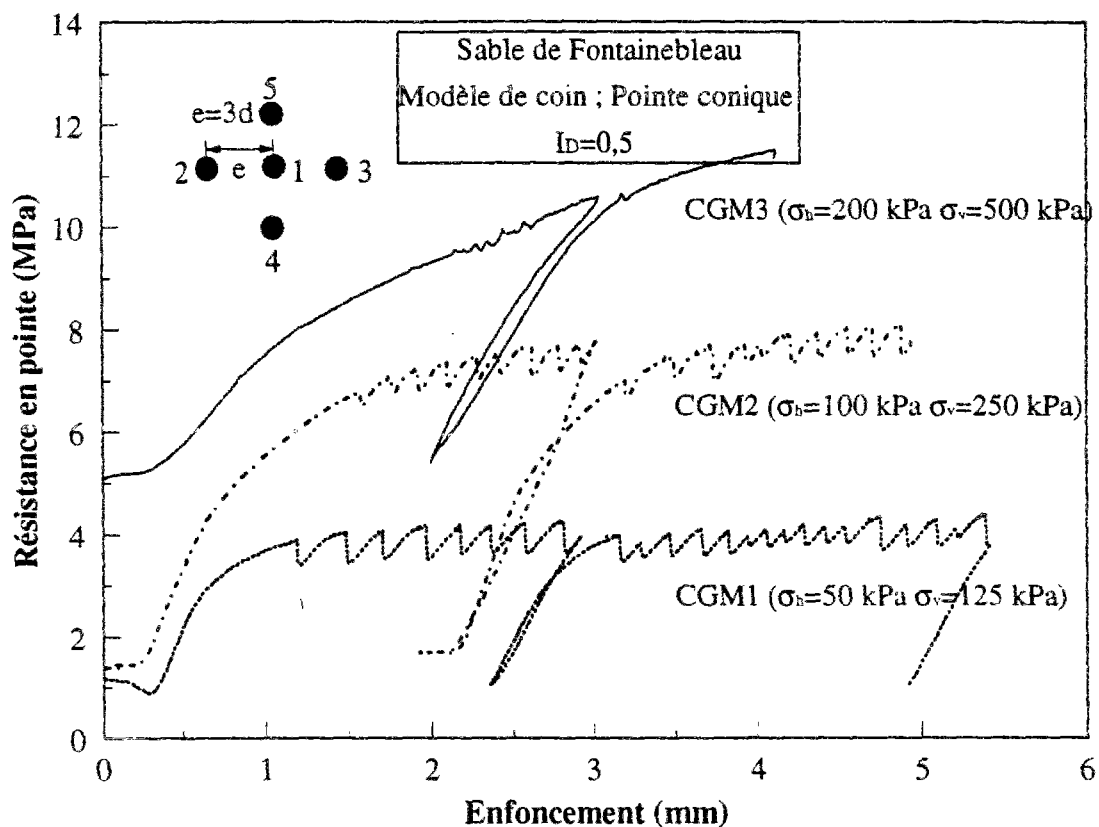
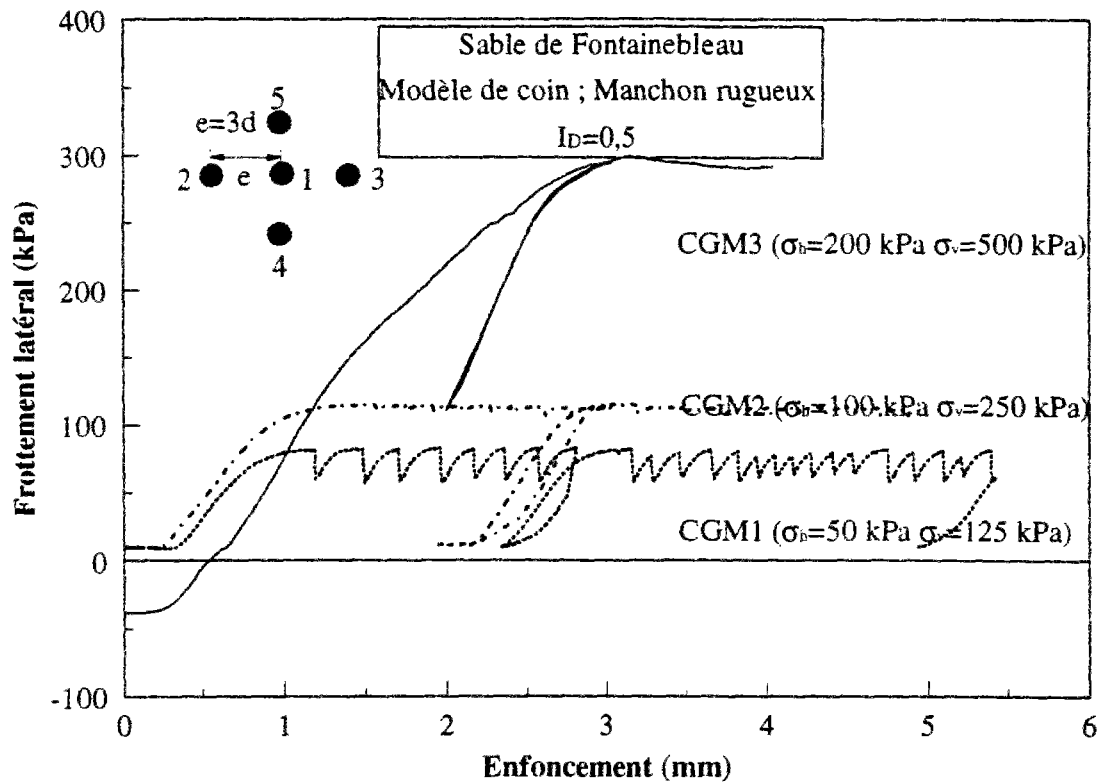


Figure VI.14 Influence du niveau de consolidation anisotrope sur les courbes de mobilisation de la résistance en pointe et du frottement latéral du modèle de coin au sein de la cellule de 5 modèles

En ce qui concerne les allures des courbes de mobilisation de la résistance en pointe présentées sur les figures VI.13 et VI.14, on peut considérer deux familles. Un comportement différent est constaté pour l'essai à 200 kPa. Pour cet essai, la résistance en pointe se mobilise avec une faible rigidité initiale comparée avec les autres essais.

Le tableau VI.12 donne les valeurs des frottements résiduels et ultimes (évaluées pour un enfoncement de 10% du diamètre).

Essai	$q_{src}$	$q_{srb}$	$q_{sc}$	$q_{sb}$
CGM1	-5,4	9,5	80	82,7
CGM2	-11,7	10	151	112
CGM3	-45,7	-38	136,2	219,5

**Tableau VI.12 Frottement latéral Résiduel et limite pour les modèles central et de bord (en kPa)**

On observe une augmentation du frottement résiduel négatif avec le niveau de contrainte appliqué au massif. On observe un frottement résiduel positif uniquement pour le modèle de bord. De manière analogue à ce qu'on a signalé ci-dessus pour la résistance en pointe, les frottements limites augmentent avec le niveau de contrainte appliqué.

Pour l'essai CGM3 (200 kPa), le micropieu de bord mobilise une charge dépassant d'environ 60% celle du micropieu central. Par ailleurs, on voit sur la figure VI.10 (cf. par. VI.4.6) que ces deux courbes de mobilisation se rejoignent aux grands déplacements.

On signale le fort frottement latéral résiduel mobilisé dans le cas de l'essai CGM3, pour lequel le frottement résiduel négatif peut atteindre 33% de la charge limite du modèle central.

### **VI.6.3. Quantification des effets de groupe ; coefficients d'efficacité**

On compare dans ce paragraphe les résultats de chargement obtenus sur des groupes de modèles avec les résultats obtenus sur des modèles isolés. La figure VI.15 présente cette comparaison pour l'essai CGM1. La figure VI.16 présente celle correspondant à l'essai CGM2 et la figure VI.17 celle correspondant à l'essai CGM3. On évalue ensuite les différents coefficients d'efficacité.

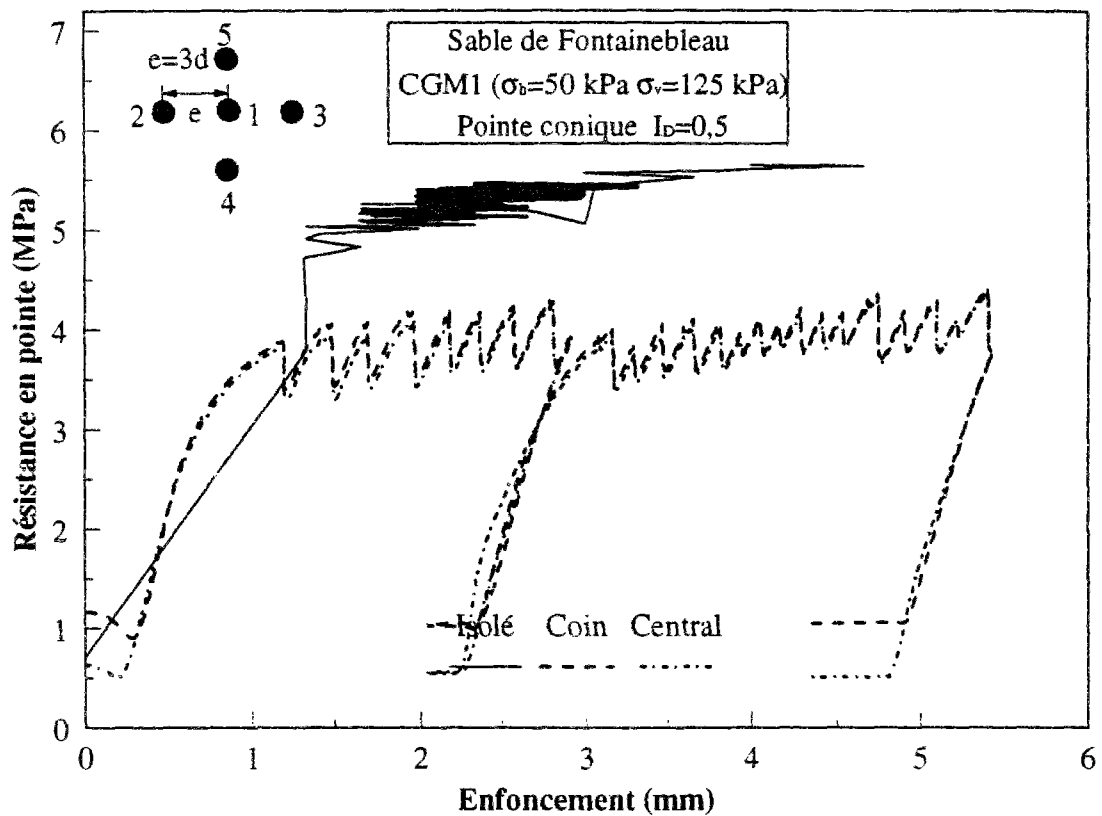
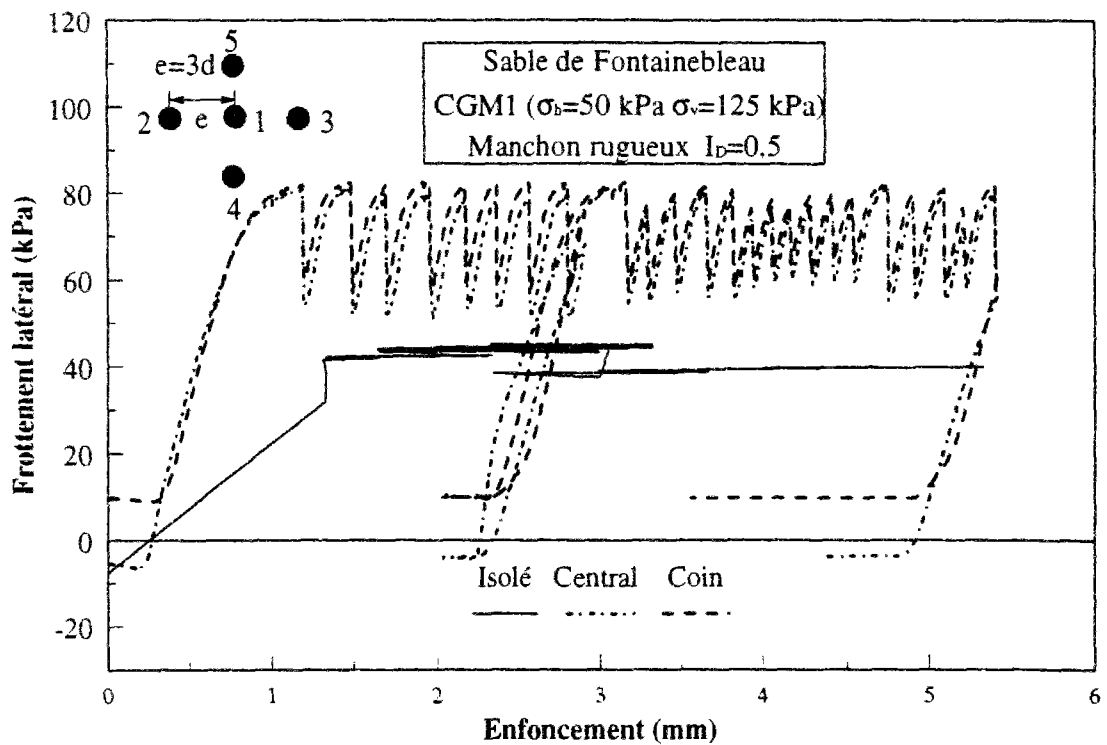


Figure VI.15 Comparaison entre les courbes de mobilisation du frottement latéral et de la résistance en pointe d'un modèle isolé avec des modèles au sein de la cellule élémentaire ; Essai CGM1

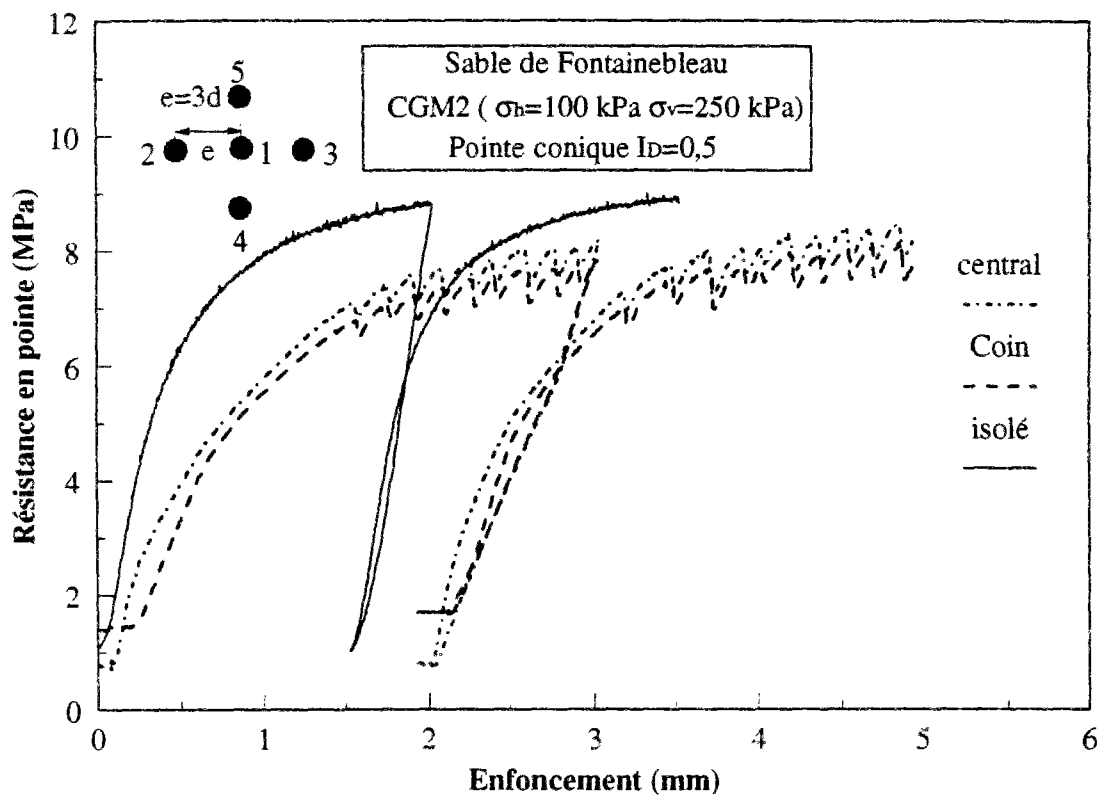
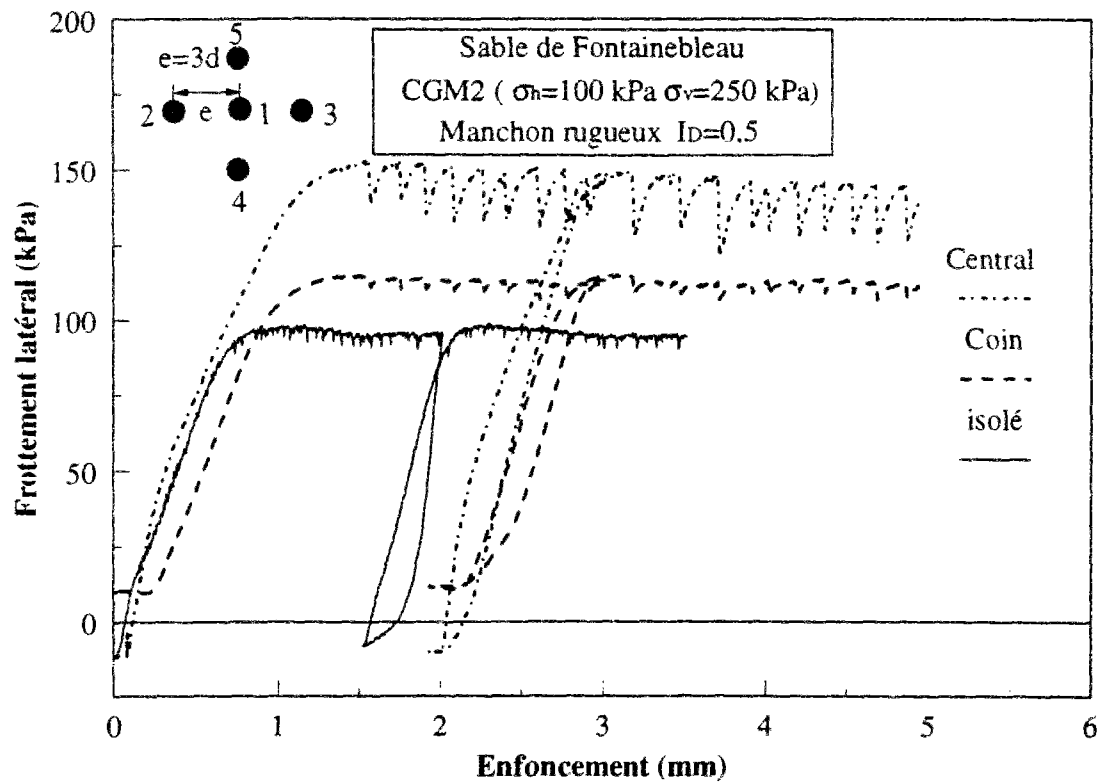


Figure VI.16 Comparaison entre les courbes de mobilisation du frottement latéral et de la résistance en pointe d'un modèle isolé avec des modèles au sein de la cellule élémentaire ; Essai CGM2

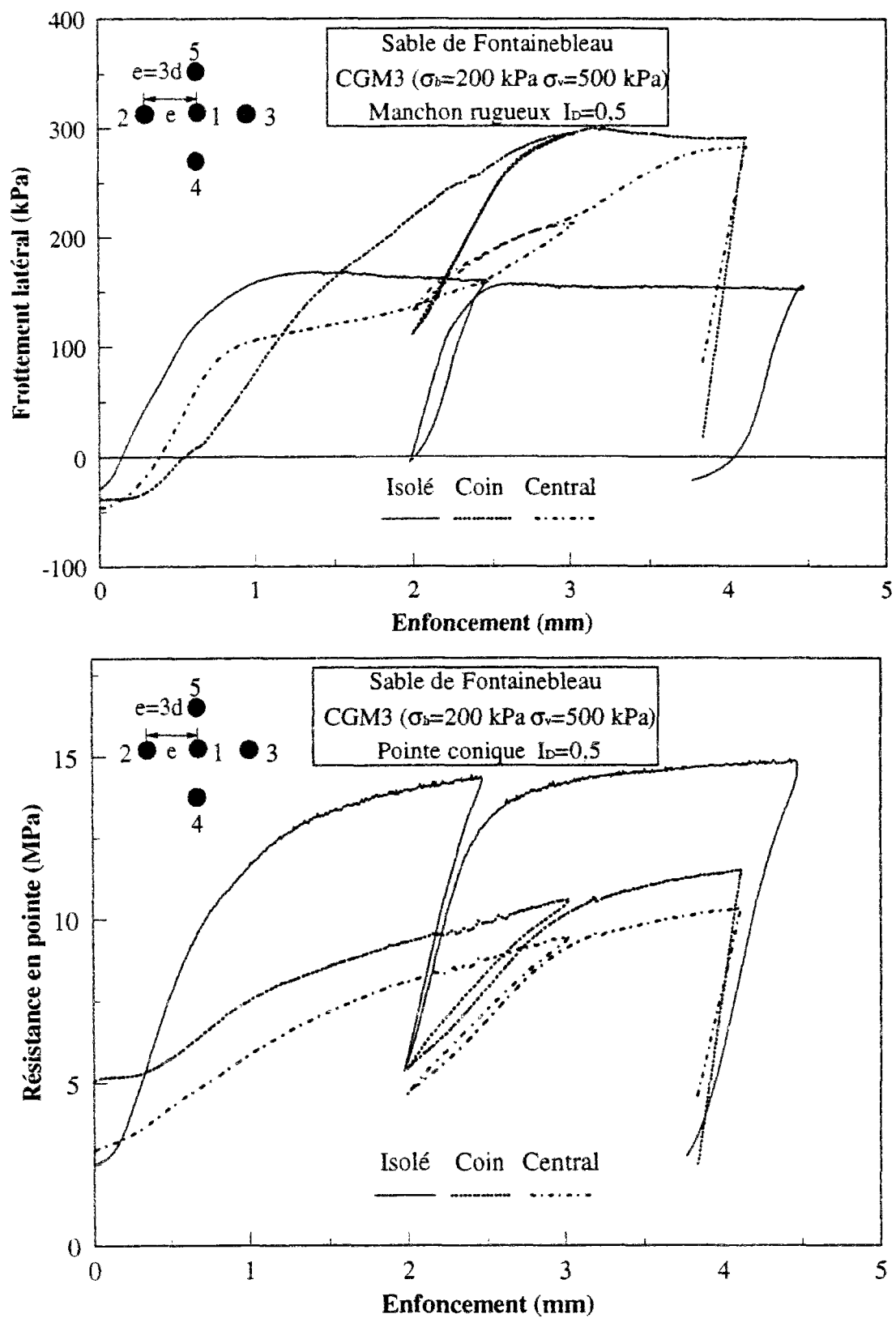
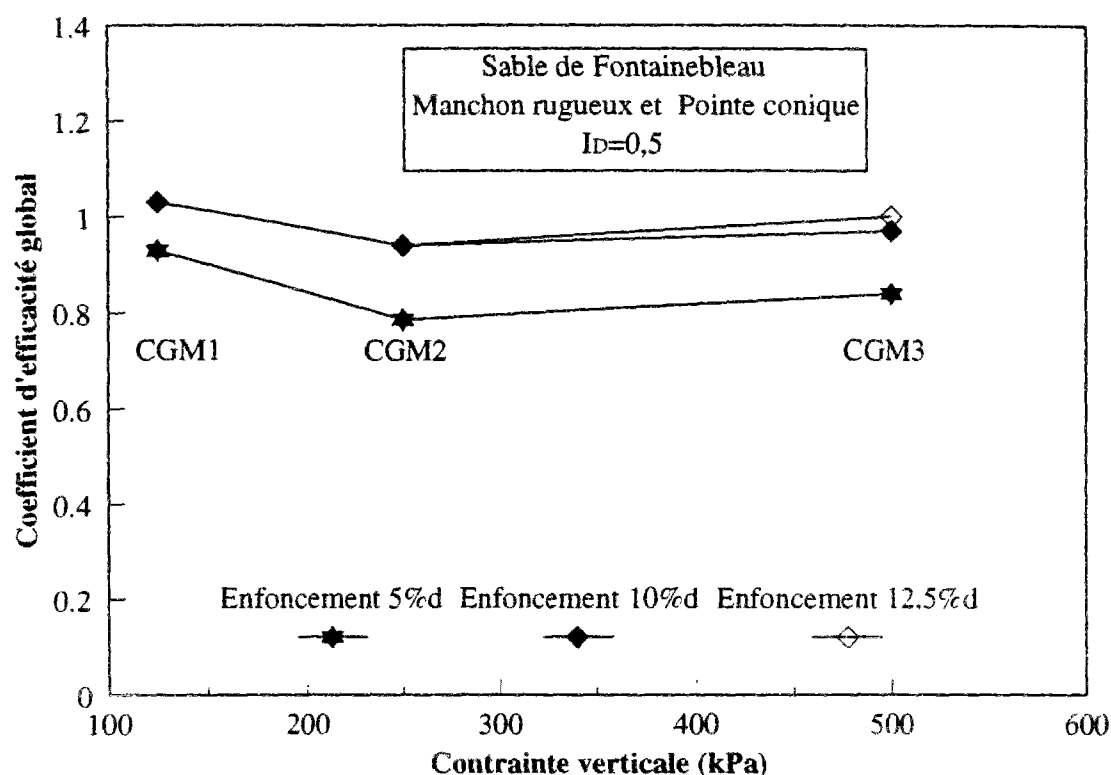


Figure VI.17 Comparaison entre les courbes de mobilisation du frottement latéral et de la résistance en pointe et d'un modèle isolé avec des modèles au sein de la cellule élémentaire ; Essai CGM3

En ce qui concerne la mobilisation du frottement latéral, on remarque systématiquement sur les différents résultats que le frottement latéral mobilisé au sein d'un groupe se situe sensiblement au-dessus de la courbe de mobilisation obtenue pour un modèle isolé se trouvant dans les mêmes conditions. Par contre, pour la résistance en pointe, on a une tendance différente et un effet sensiblement négatif est noté. Les courbes de mobilisation de la résistance en pointe correspondant à un micropieu au sein d'un groupe se trouvent toujours (pour les cas testés) au-dessous de celle obtenue pour le chargement du modèle isolé. Ces résultats montrent qu'il sera fondamental de quantifier l'effet de groupe en découplant le frottement latéral et la résistance en pointe. C'est ce que l'on présente ci-dessous.

Tout d'abord, on présente sur la figure VI.18 le coefficient d'efficacité global  $C_{eg}$  calculé sur la base de la charge totale appliquée au groupe divisée par la charge appliquée sur le modèle isolé. On présente ce coefficient en fonction de la contrainte verticale appliquée au cours de l'essai et pour trois enfoncements à savoir 1 mm (0,05d), 2 mm (0,1d) et 2,5 mm (0,125d).



**Figure VI.18 Evolution du coefficient d'efficacité global avec la contrainte verticale pour différents enfoncements**



On constate sur la figure VI.18 que ce coefficient d'efficacité global augmente avec l'enfoncement choisi comme référence et entre 0,10 et 0,125d, on ne remarque pas de différence significative. Pour ces deux derniers enfoncements, ce coefficient d'efficacité est très proche de l'unité. Par ailleurs, en ce qui concerne l'évolution de ce coefficient avec la contrainte verticale, ce coefficient est maximum à faible contrainte (dans certains cas la différence n'est pas très significative).

La figure VI.19 présente l'évolution des coefficients d'efficacité unitaire  $C_{eu}$  quantifiés sur le modèle central et sur le modèle du coin. On retrouve les mêmes tendances que celles déjà constatées sur la figure VI.18 concernant l'évolution avec l'augmentation de l'enfoncement de référence. Il est important de signaler que pour la contrainte verticale de 500 kPa, on a un faible coefficient d'efficacité, qui atteint 0,64 pour le plus faible enfoncement choisi.

Sur la figure VI.20, on présente une comparaison entre le coefficient d'efficacité global et les coefficients d'efficacité unitaire. L'enfoncement de référence est 2,5 mm (12,5% de d). Le modèle central manifeste les coefficients d'efficacité les plus faibles, ensuite ce sont les valeurs globales et le maximum est enregistré pour le modèle au coin. Par ailleurs, l'ensemble des valeurs se trouvent dans l'intervalle [0,86, 1,14].

Ce travail, qui a donné lieu à des mesures découplées du frottement latéral, de la résistance en pointe et de l'effort en tête permet désormais de quantifier des coefficients d'efficacité tirés des courbes de mobilisation du frottement latéral et de la résistance en pointe. La figure VI.21 présente l'évolution de ces coefficients d'efficacité en fonction de la contrainte verticale appliquée et ceci pour le modèle central. On utilise toujours trois enfoncements de référence. On constate que les coefficients d'efficacité propres au frottement latéral sont sensiblement supérieurs à un (hormis l'essai CGM3), ceux relatifs à la résistance en pointe sont sensiblement inférieurs à un. Ces coefficients augmentent avec l'enfoncement de référence. Par ailleurs, il apparaît que, pour les plus faibles contraintes appliquées, l'effet de groupe sur le frottement latéral est maximum.

La figure VI.22 présente ces évolutions pour un modèle de coin. Les mêmes tendances que celles observées sur la figure VI.21 sont constatées là aussi. En ce qui concerne l'essai CGM3, le coefficient d'efficacité relatif à  $q_s$  augmente sensiblement avec l'enfoncement choisi variant ainsi de 0,48 à 1,65 pour 0,05d et 0,125d respectivement.

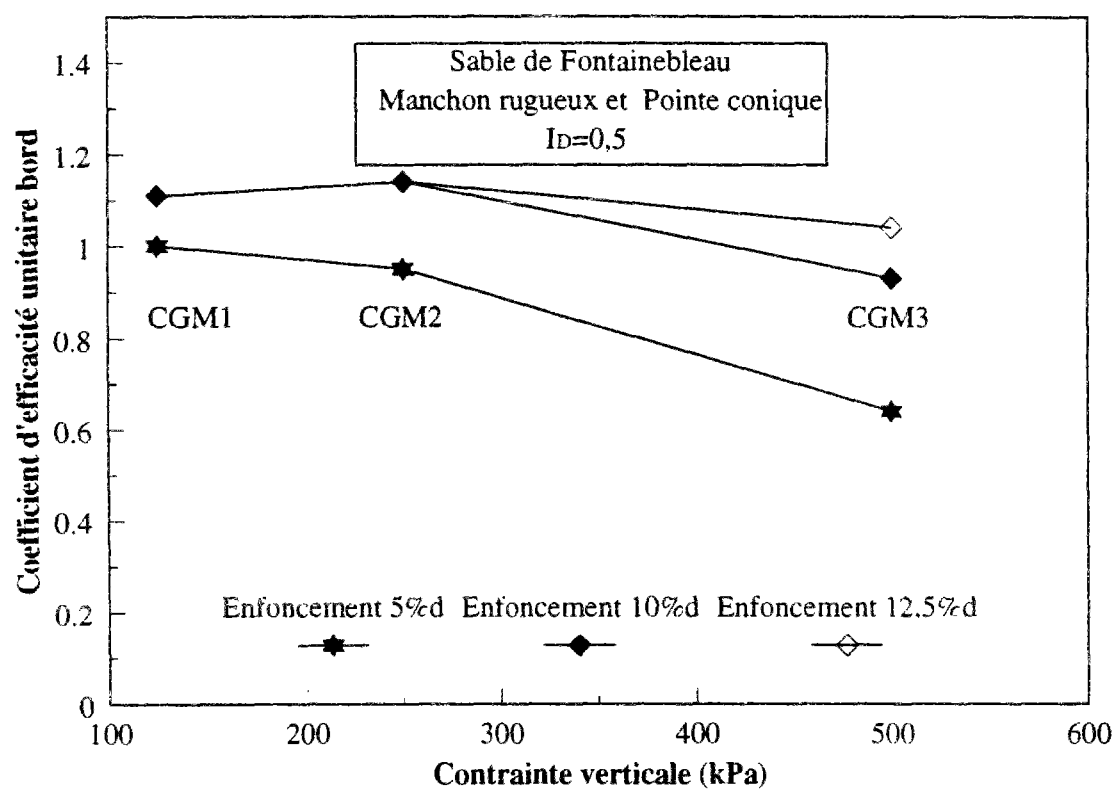
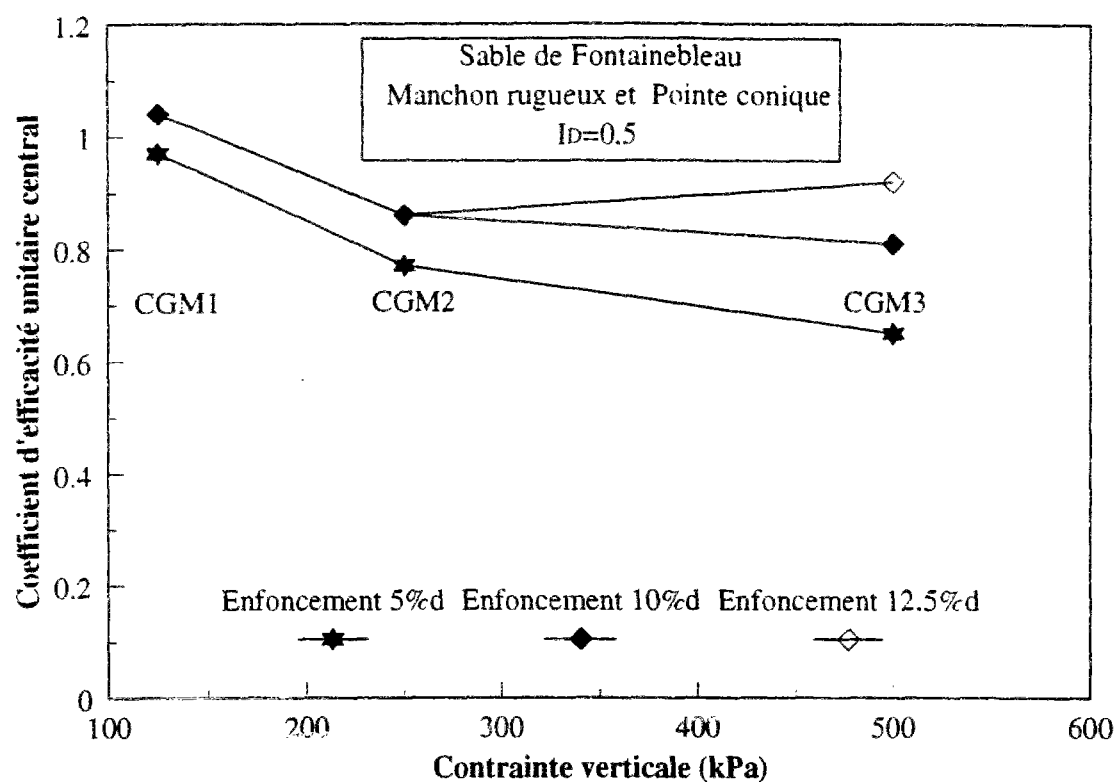
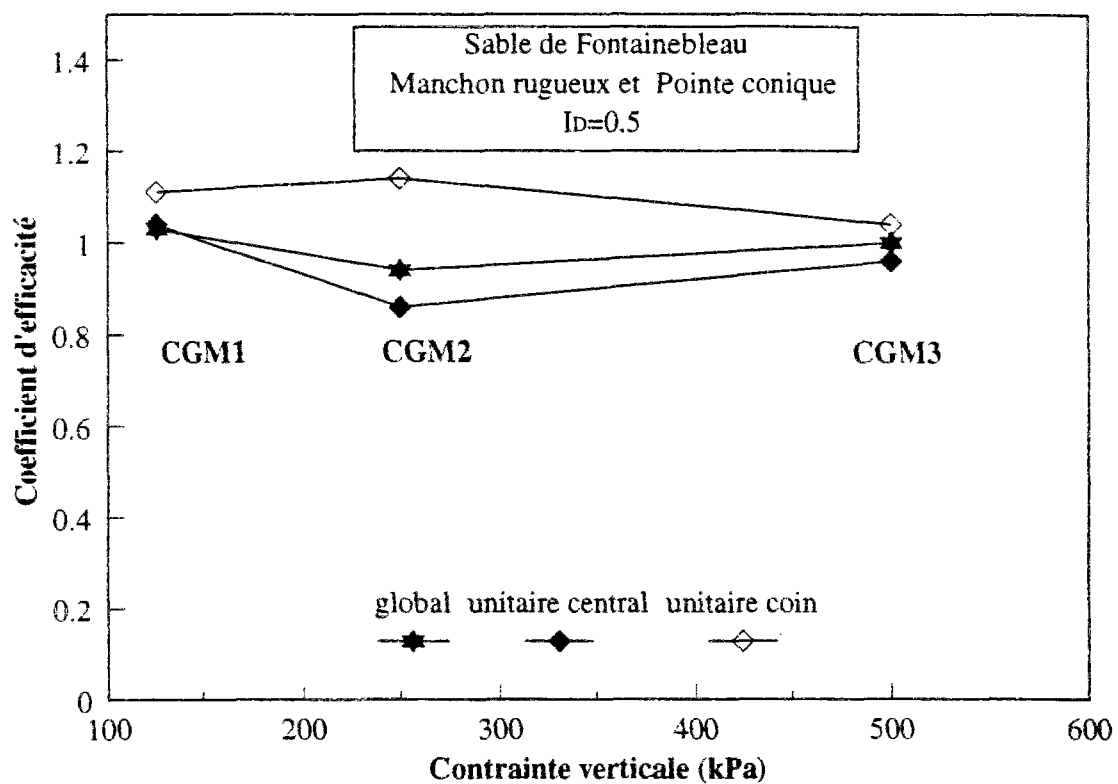


Figure VI.19 Evolution des coefficients d'efficacité unitaire avec la contrainte verticale ; plusieurs enfoncements choisis



*Figure VI.20 Comparaisons entre les coefficients d'efficacité global, unitaire central et unitaire de coin ; enfoncement de référence 2,5 mm*

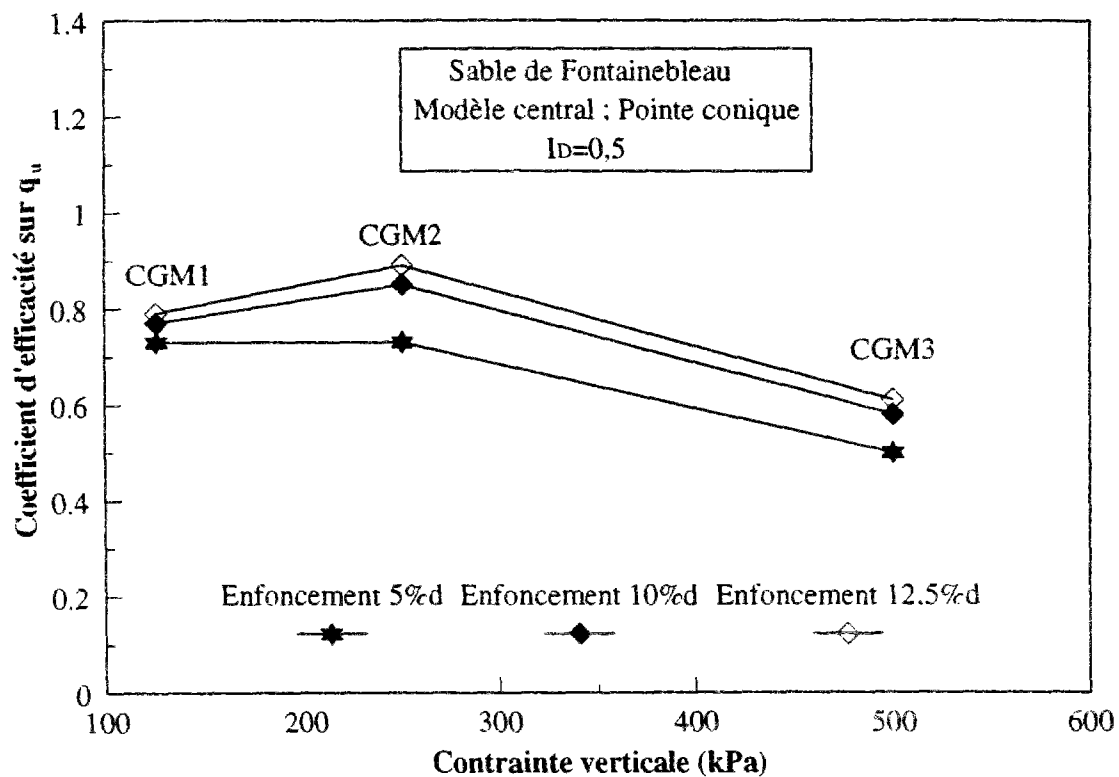
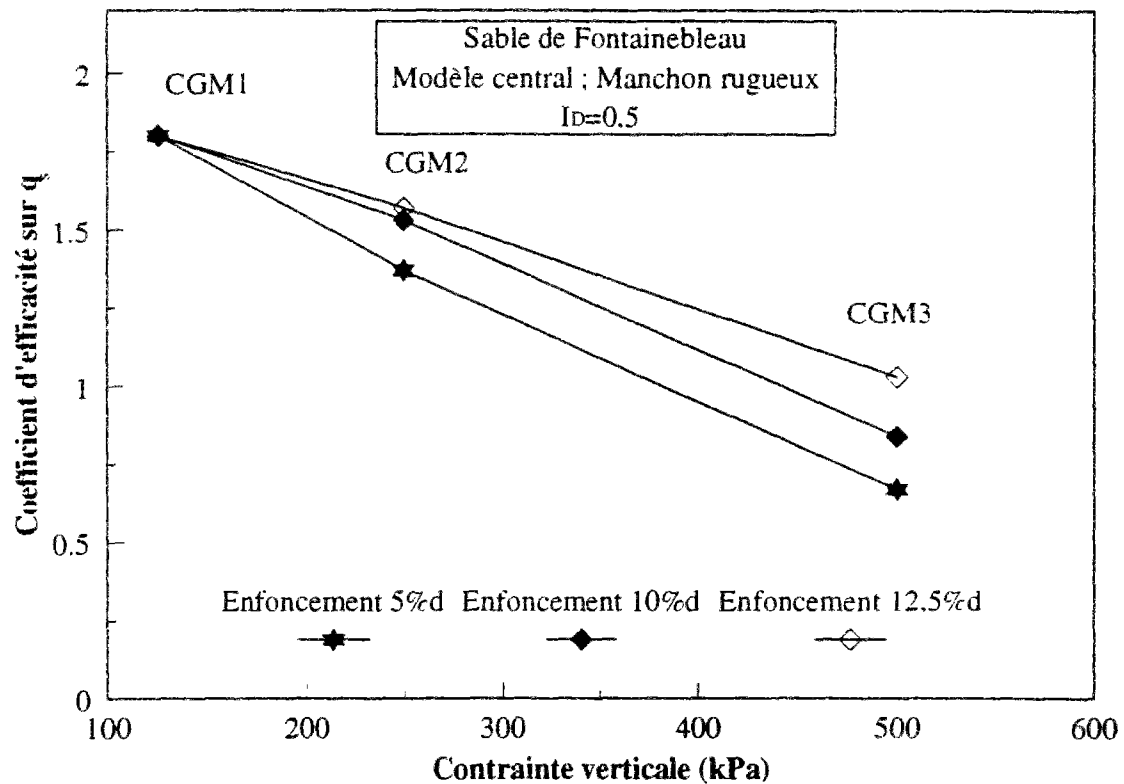


Figure VI.21 Quantification des coefficients d'efficacité pour le frottement latéral et pour la résistance en pointe ; modèle situé au centre de la cellule élémentaire

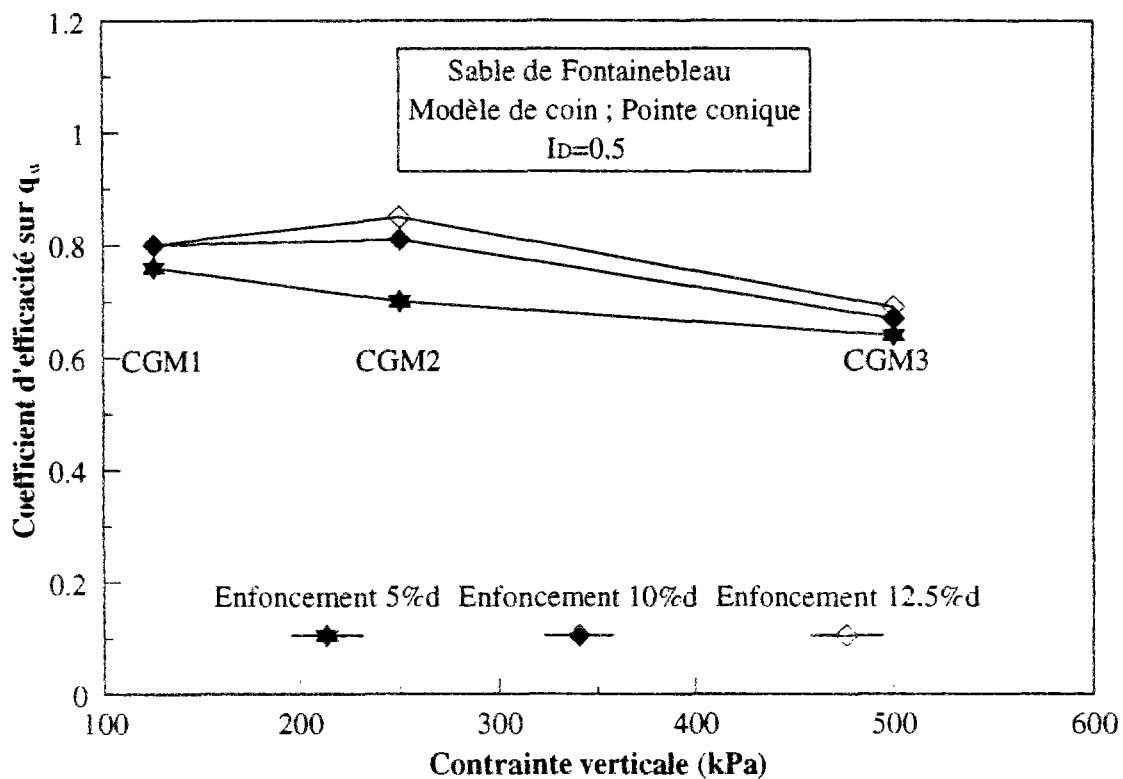
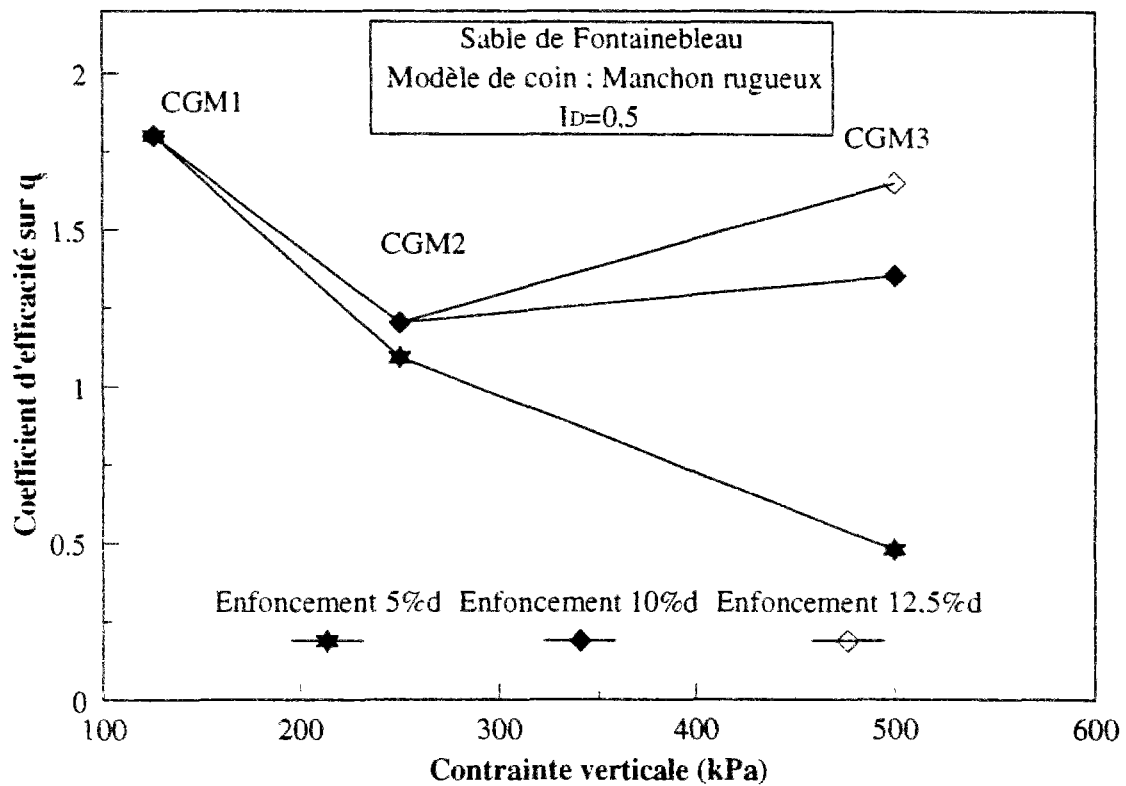


Figure VI.22 Quantification des coefficients d'efficacité pour le frottement latéral et pour la résistance en pointe ; modèle situé au bord de la cellule élémentaire

La figure VI.23 montre une comparaison entre les coefficients correspondant au modèle central et ceux correspondant au modèle de coin. L'enfoncement choisi est 2,5 mm. En ce qui concerne le frottement latéral, apparemment, pour les contraintes verticales élevées, le modèle de coin se comporte mieux que le modèle central : ce dernier est davantage affecté par la contractance de son interface. Au niveau de la pointe, les deux coefficients d'efficacité sont proches.

Foray *et al.* (1995a) ont réalisé des essais en chambre d'étalonnage sur un groupe de 4 modèles. Les résultats trouvés en termes de coefficients d'efficacité globaux sont résumés dans le tableau VI.13 ci-dessous. Ces résultats sont très comparables aux résultats que nous avons obtenus en chambre d'étalonnage (valeurs voisines de 1).

w/d	Q3d (kN)	Ce
0.1	13.2	0.87
0.2	16.1	1.06
0.3	17.6	1.16
0.4	18.9	1.24

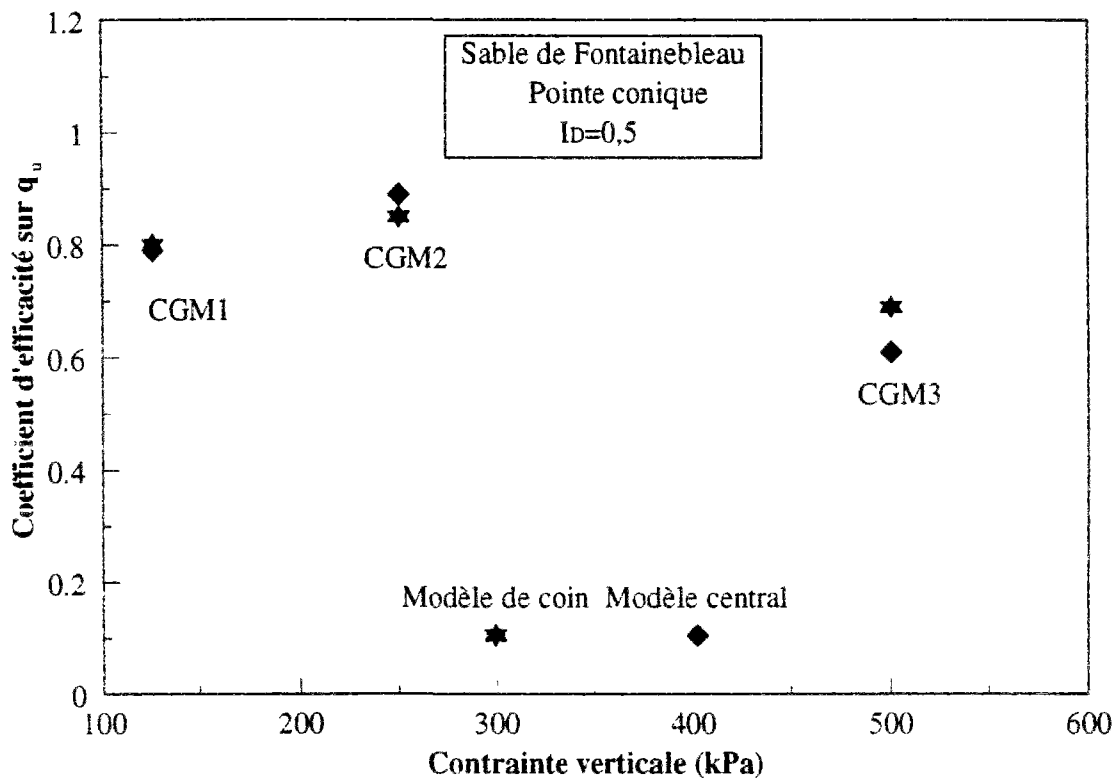
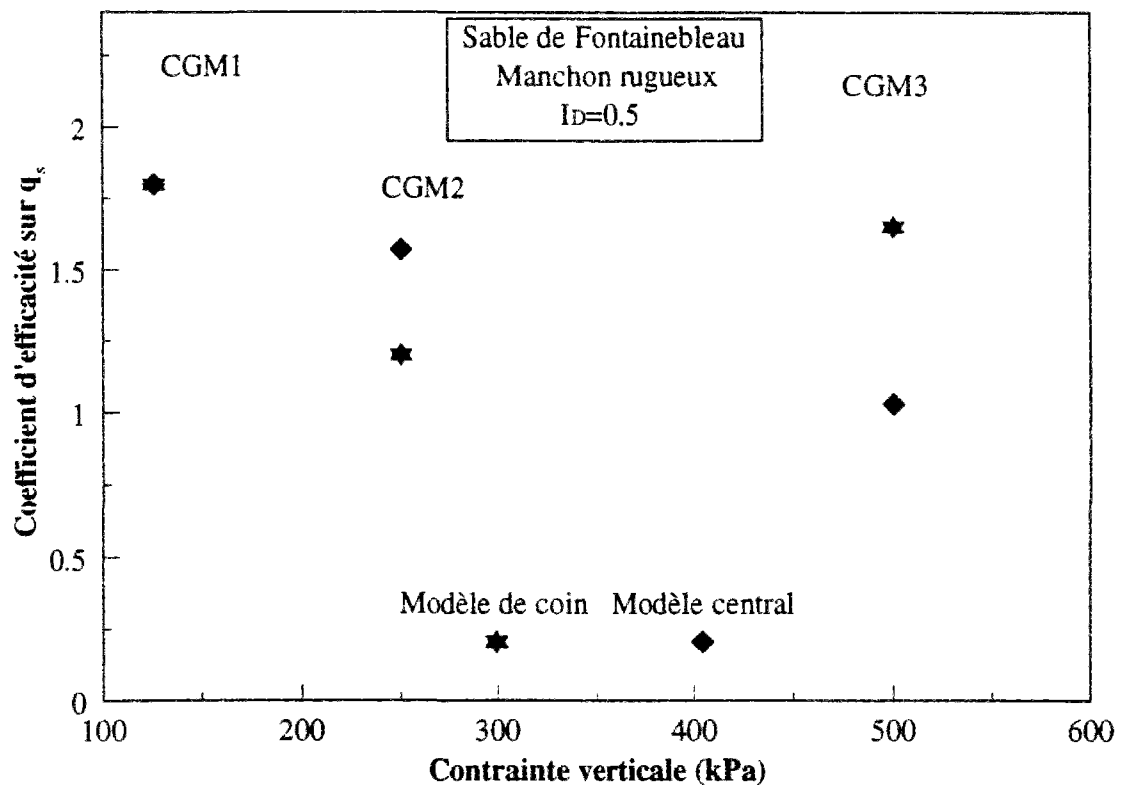
**Tableau VI.13 Coefficients d'efficacité pour un groupe de 4 modèles espacés de 3d (Foray *et al.* 1995a)**

Par ailleurs, les résultats concernant les coefficients d'efficacité globaux obtenus en mini chambre d'étalonnage (cf. paragraphe IV.4.1.1) ont donné des valeurs inférieures à celles obtenues en chambre d'étalonnage. En effet, en mini chambre d'étalonnage, les modèles situés aux coins de la cellule élémentaire peuvent être affectés par les conditions aux limites du massif (contrainte de confinement constante).

En ce qui concerne l'effet de groupe sur le frottement latéral et la résistance en pointe, les résultats obtenus par Foray *et al.* (1995a) sont résumés sur le tableau VI.14 ci-dessous. Là aussi, l'effet de groupe est largement avantageux pour le frottement latéral. En ce qui concerne la résistance en pointe, les valeurs des coefficients d'efficacité partiels sont compris entre 0.75 et 1.

	Pression en pointe $q_p$ (MPa)			Frottement moyen $f_s$ (kPa)		
	isolé	groupe 2d	groupe 3d	isolé	groupe 2d	groupe 3d
Surface libre	4.3 MPa	4.5 MPa	3.25 MPa	6 - 8 kPa	8 - 12 kPa	18 kPa
Surcharge 100 kPa	5 MPa	5 MPa	4 MPa	21 kPa	30-50 kPa	40-50 kPa

**Tableau VI.14 Synthèse des valeurs de pression en pointe et de frottement limites (Foray *et al.* 1995a)**



*Figure VI.23 Comparaisons entre les coefficients d'efficacité du modèle central et du modèle de coin ; coefficient du frottement latéral et de la résistance en pointe*

L'ensemble de ces résultats (nos résultats et les résultats de Foray *et al.* 1995a) obtenus en laboratoire pour l'effet de groupe sur le frottement latéral sont en accord avec les résultats issus des essais in situ réalisés par Liu *et al.* 1985, Briaud *et al.* 1989 et Chow (1995 et 1997).

Le relâchement trouvé (et donc un coefficient d'efficacité inférieur à 1) pour la résistance en pointe est aussi mis en évidence dans Briaud *et al.* 1989 et Chow (1995 et 1997).

## **VI.7. INFLUENCE DE L'ORDRE D'INSTALLATION SUR L'EFFET DE GROUPE OBSERVE**

Cette influence peut être étudiée à partir des essais CGM2, CGM4 et CGM5 du tableau VI.3. Pour ces essais, on rappelle que l'indice de densité est à 0,5 et le niveau de contrainte appliqué correspond à une contrainte verticale de 250 kPa et une contrainte horizontale de 100 kPa. L'entr'axe relatif est de 3d.

### **VI.7.1. Présentation des courbes de mobilisation obtenues**

La figure VI.24 présente les mesures réalisées sur le modèle central au cours du chargement de la cellule élémentaire de 5 modèles.

En ce qui concerne la mobilisation du frottement latéral, on constate d'abord que, pour les différents essais réalisés, on mobilise sur le modèle central un frottement latéral supérieur au frottement latéral mobilisé sur un modèle isolé pris comme référence. Par ailleurs, il est clair que le frottement maximum mobilisé est obtenu pour l'essai CGM5. Dans cet essai, le modèle central est installé en dernier et il profite d'une densification maximum produite par les quatre modèles de coin installés au préalable. Le frottement le plus faible est obtenu pour l'essai CGM2 où le modèle central est installé en premier. Les mesures faites au cours de l'essai CGM4 où le modèle central est installé en troisième correspond à une courbe de mobilisation intermédiaire. Il est dommage que l'on n'ait pas continué l'acquisition au cours de cet essai. A noter que, pour des faibles enfoncements ( $< 1$  mm), les deux courbes de mobilisation du frottement latéral mesurées au cours des essais CGM2 et CGM4 se confondent.



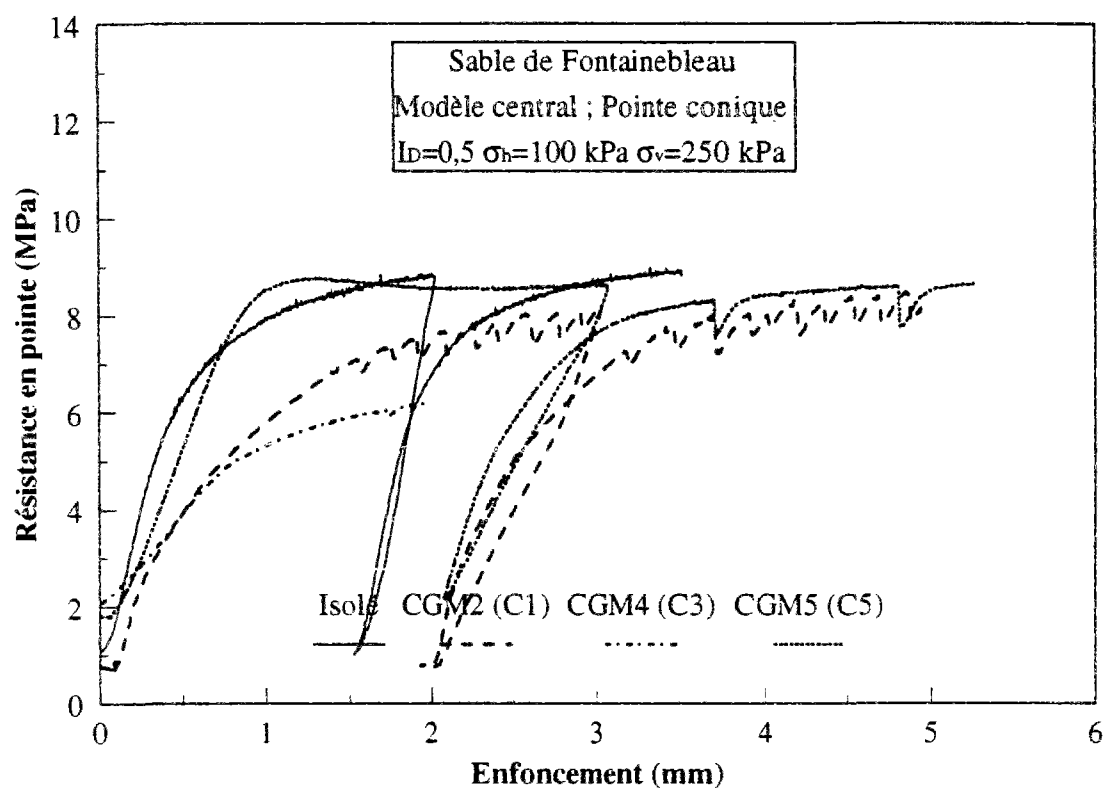
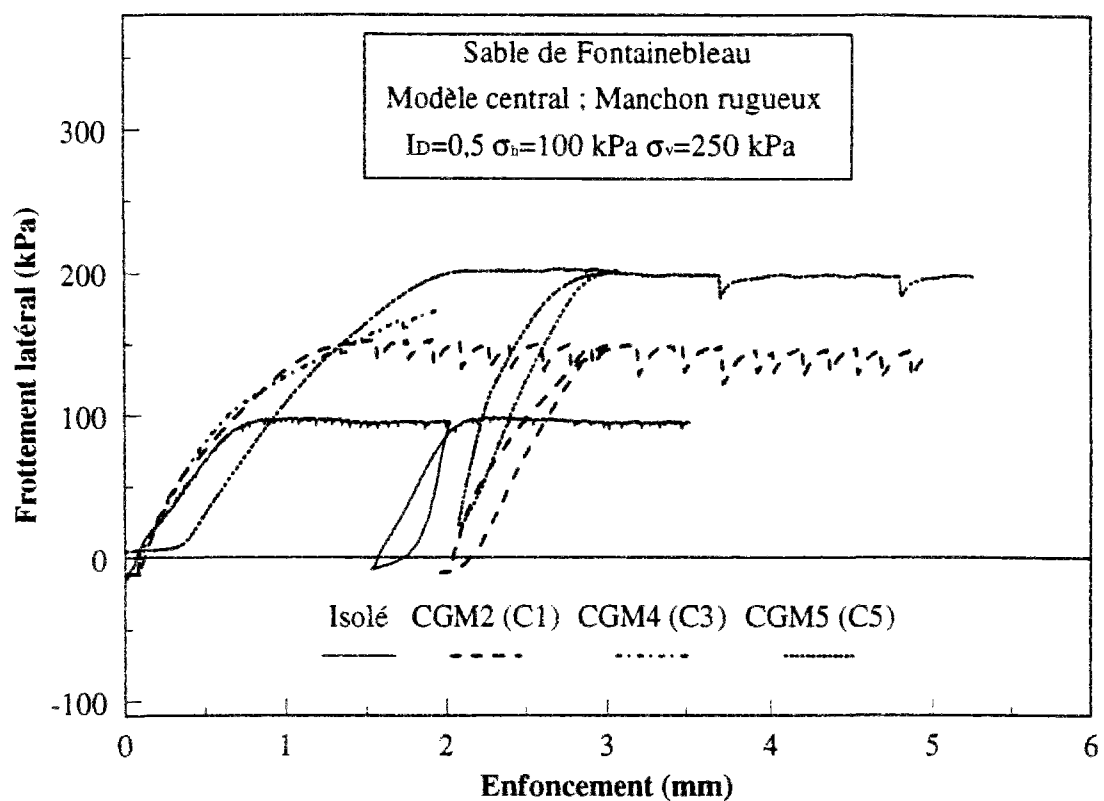


Figure VI.24 Comparaisons entre les courbes de mobilisation du frottement latéral et de la résistance en pointe enregistrées sur le modèle central pour différents ordres d'installation ; référence par rapport à un modèle isolé

En ce qui concerne la résistance en pointe, le meilleur effet de groupe est obtenu pour l'ordre d'installation C5 (CGM5). On constate pour cet essai une courbe de mobilisation très proche de celle du modèle isolé. La courbe enveloppe inférieure est obtenue pour l'essai CGM4 (C3) et la courbe enveloppe supérieure pour l'essai CGM5 (C5). La courbe intermédiaire correspond à l'essai CGM2 (C1).

Ceci montre l'importance de l'ordre d'installation sur le comportement observé, et la nécessité de réfléchir sur une optimisation du schéma d'implantation de micropieux pour obtenir un résultat optimal au niveau de l'effet de groupe. Il faut favoriser au maximum le serrage entre les micropieux si on les implante dans un massif moyennement lâche.

En ce qui concerne les résultats obtenus pour l'effet de groupe sur la mobilisation de la résistance en pointe, ceux-ci renforcent ceux trouvés en mini chambre d'étalonnage et présentés au chapitre V. On rappelle qu'en mini chambre d'étalonnage, on a vu que les modèles installés en dernier fournissent le meilleur effet de groupe sur la résistance en pointe et le maximum est obtenu pour le faible espacement testé (1,5d).

La figure VI.25 présente les courbes de mobilisation enregistrées sur un modèle de coin au cours du chargement de la cellule élémentaire de 5 modèles. Ce modèle de coin a été installé en premier dans les deux essais CGM4 (C3) et CGM5 (C5). Pour l'essai CGM2 (C1), ce modèle instrumenté est installé en troisième.

Concernant le frottement latéral, les résultats obtenus au cours des essais CGM2 (C1) et CGM5 (C5) sont très proches. Les frottements limites sont au dessus de celui mobilisé dans le cas d'un essai isolé. Par ailleurs, au cours de l'essai CGM4 (C3), le modèle de coin n'arrive pas à mobiliser un frottement latéral important ; résultat nécessitant encore à être approuvé.

Quant à la résistance en pointe, il est intéressant de signaler que c'est au cours de l'essai CGM2 (C1) que l'on mobilise la résistance en pointe la plus proche de celle mobilisée pour le modèle isolé. Pour l'ensemble des trois résultats, on a un effet de groupe négatif sur la résistance en pointe.

Ces résultats obtenus sur le modèle de coin viennent conforter l'idée d'adopter pour les micropieux -qui, eux, travaillent essentiellement en frottement- un ordre d'installation le plus proche possible du schéma C5. La mise en place d'un modèle dans un massif déjà densifié a

un effet positif sur le frottement latéral de ce même modèle et n'a pas d'effet négatif sur les modèles déjà installés.

#### **VI.7.2. Quantification des coefficients d'efficacité sur le frottement latéral et la résistance en pointe**

Dans ce paragraphe on va donner quelques éléments quantitatifs sur les différences observées au cours des essais présentés ci-dessus.

La figure VI.26 présente l'influence de l'ordre d'installation sur les coefficients d'efficacité correspondant au frottement latéral et à la résistance en pointe mobilisés sur le modèle central. La quantification est faite pour deux enfoncements à savoir 0,05d et 0,10d.

En ce qui concerne le frottement latéral, le coefficient d'efficacité correspondant est toujours supérieurs à 1. A faible enfoncement, le coefficient d'efficacité est maximum pour C1 et varie entre 1,37 et 1,12 pour C1 et C5 respectivement. La faible valeur enregistrée pour C5 ne doit pas être prise en compte puisque, si l'on regarde la courbe de mobilisation correspondante, on remarque une mobilisation retardée de 0,4 mm. On a préféré ne pas modifier la courbe pour laisser la place à d'autres interprétations possibles. Par ailleurs, il est clair que, pour des enfoncements supérieurs, le coefficient d'efficacité est maximum pour C5 avec une variation de 1,5 à 2 pour C1 et C5 respectivement.

En ce qui concerne le coefficient d'efficacité correspondant à la résistance en pointe, celui-ci est inférieur à 1 pour les deux ordres d'installation C1 et C3. Par contre, il est proche de 1 pour l'essai CGM5 (C5). Aux faibles enfoncements, ce coefficient varie entre 0,73 et 1,06 pour C1 et C5 respectivement. Pour un enfoncement de 0,1d, il varie entre 0,85 et 1.

La figure VI.27 présente les coefficients d'efficacité correspond au frottement latéral et à la résistance en pointe pour le modèle installé au coin de la cellule élémentaire.

En ce qui concerne le frottement latéral, les coefficients d'efficacité les plus faibles sont enregistrés pour l'essai CGM4 (C3). Aux grands enfoncements, on a le même coefficient d'efficacité pour CGM2 (C1) et CGM5 (C5).

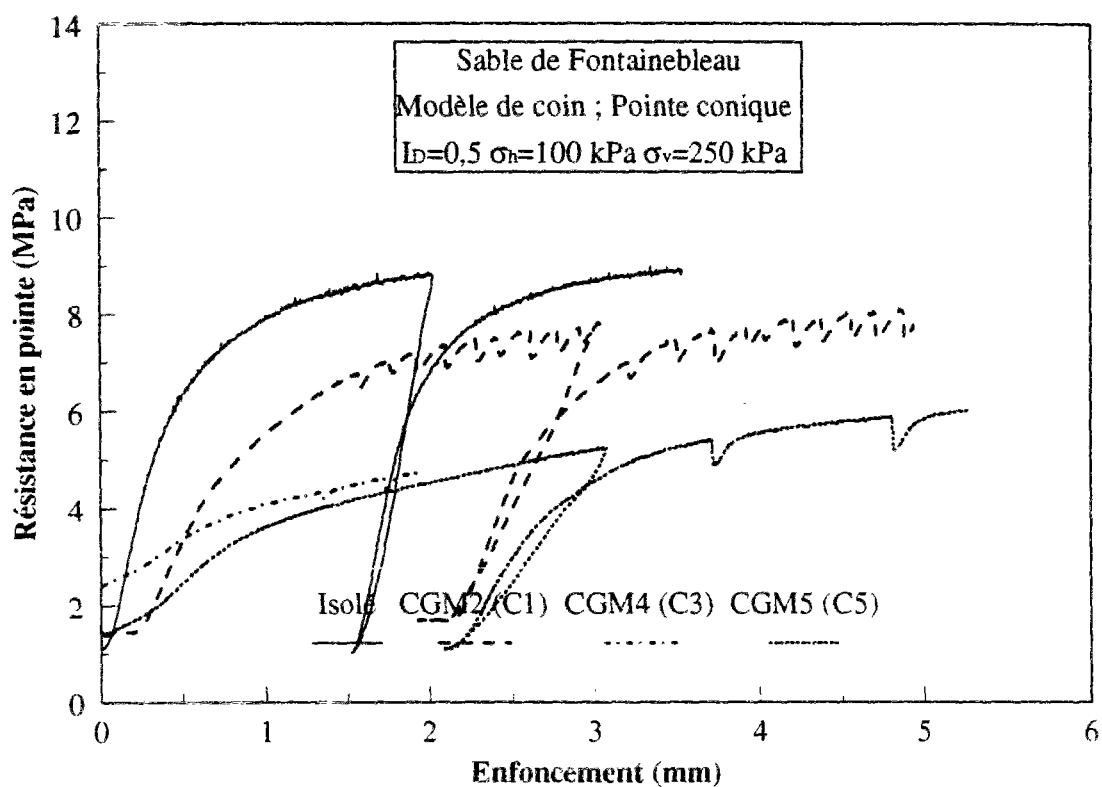
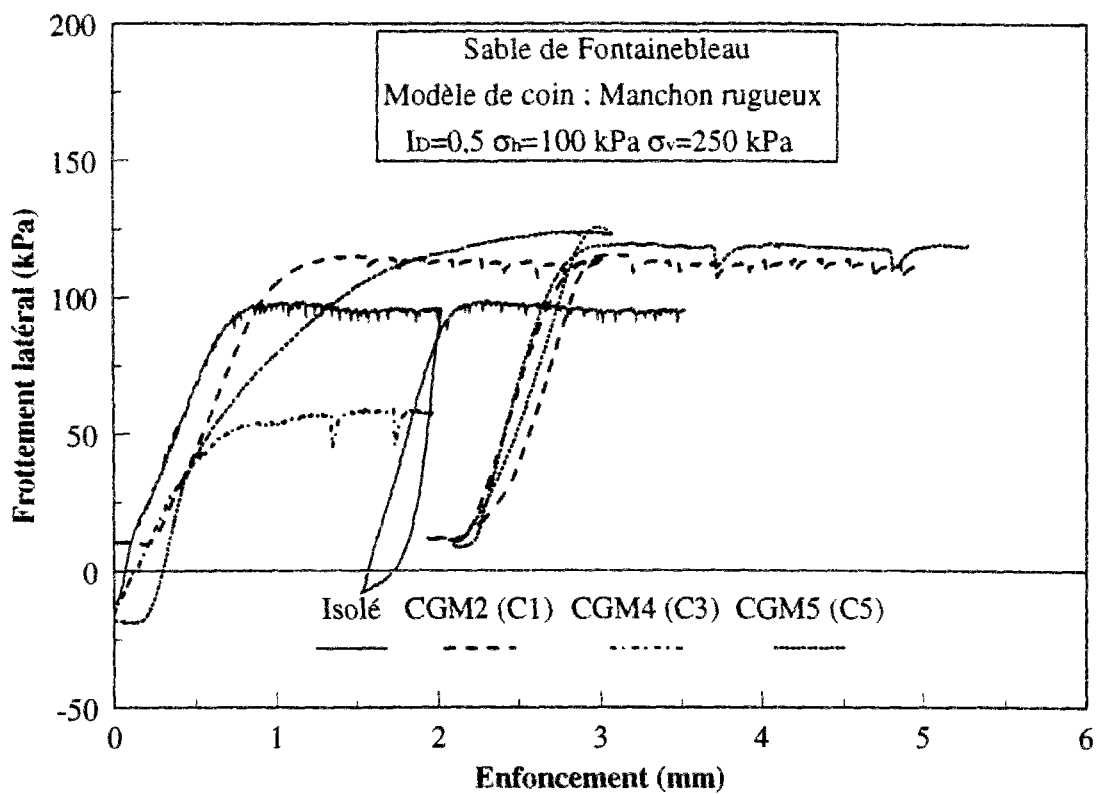


Figure VI.25 Comparaisons entre les courbes de mobilisation du frottement latéral et de la résistance en pointe enregistrées sur le modèle de coin pour différents ordres d'installation ; référence par rapport à un modèle isolé

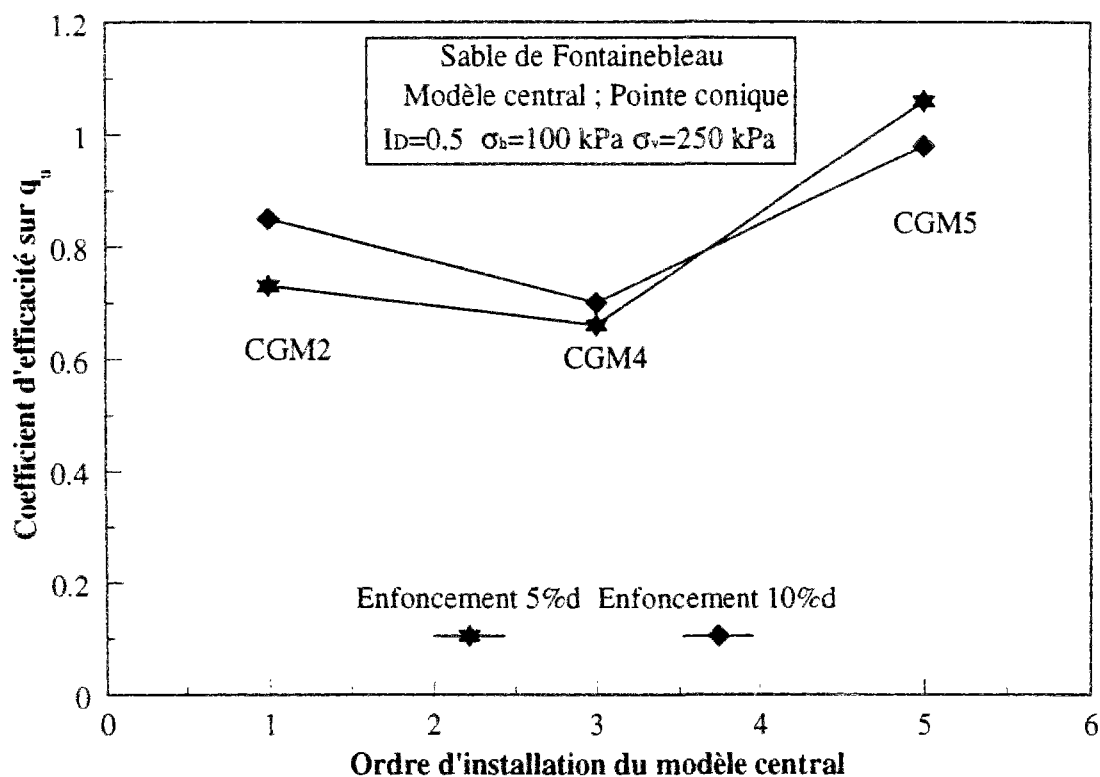
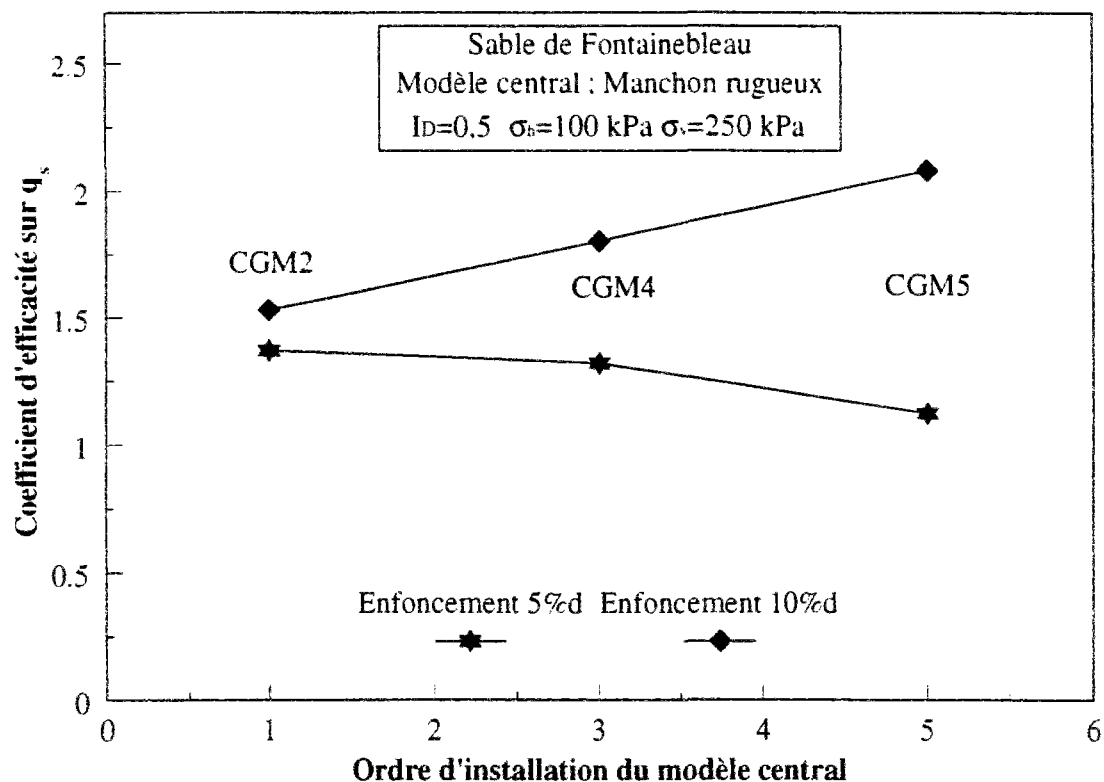


Figure VI.26 Influence de l'ordre d'installation sur les coefficients d'efficacité pour le frottement latéral et pour la résistance en pointe ; modèle situé au centre de la cellule élémentaire

En ce qui concerne le coefficient d'efficacité correspondant à la résistance en pointe, celui-ci est inférieur à 1 dans tous les cas. Il est maximum pour CGM2 (C1) et minimum pour CGM5 (C5).

## **VI.8. INFLUENCE DE L'ENTR'AXE RELATIF**

On a vu au cours de la recherche bibliographique (cf. partie I.3 du chapitre I), que l'entr'axe relatif est parmi les paramètres les plus importants qui gouvernent l'effet de groupe. On se propose donc, dans ce paragraphe, d'étudier l'influence de ce paramètre, en se référant aux résultats des essais CGM5, CGM6, CGM7 et CGM8 (tableau VI.3). On rappelle que la contrainte verticale est fixée à 250 kPa et la contrainte horizontale est fixée à 100 kPa. L'indice de densité est fixé à 0,5 et l'installation est faite suivant le schéma C5 pour lequel le modèle situé au centre de la cellule élémentaire est installé en dernier. Les entr'axes testés sont 2,5d, 3d, 3,5d et 4,2d. Ceci va nous permettre de mettre en évidence un espacement optimum.

### **VI.8.1. Comparaison entre les courbes de mobilisation obtenues**

La figure VI.28 présente les courbes de mobilisation du frottement latéral et de la résistance en pointe obtenues sur le modèle central au cours du chargement de la cellule élémentaire de 5 modèles et ceci pour les différents entr'axes étudiés. Sur la même figure, on présente la mobilisation du frottement latéral et de la résistance en pointe pour un modèle isolé.

En ce qui concerne le frottement latéral, les résultats obtenus montrent que pour les différents entr'axes testés, on obtient une courbe de mobilisation située au-dessus de celle obtenue pour le modèle isolé. De plus, les résultats obtenus nous laissent penser que c'est l'espacement 2,5d qui donne le frottement latéral maximum. Les entr'axes 3d et 3,5d donnent des résultats quasiment confondus et très proches de ceux obtenus pour l'entr'axe 2,5d. L'entr'axe 4,2d donne la courbe de mobilisation du frottement latéral la moins affectée par l'effet de groupe.

En ce qui concerne la résistance en pointe, il est intéressant de remarquer que le comportement le plus rigide est obtenu pour l'essai correspondant à l'entr'axe 2,5d. On n'a pas constaté par ailleurs, de différence notable au niveau des charges limites qui sont très proche de la résistance en pointe limite du modèle isolé.

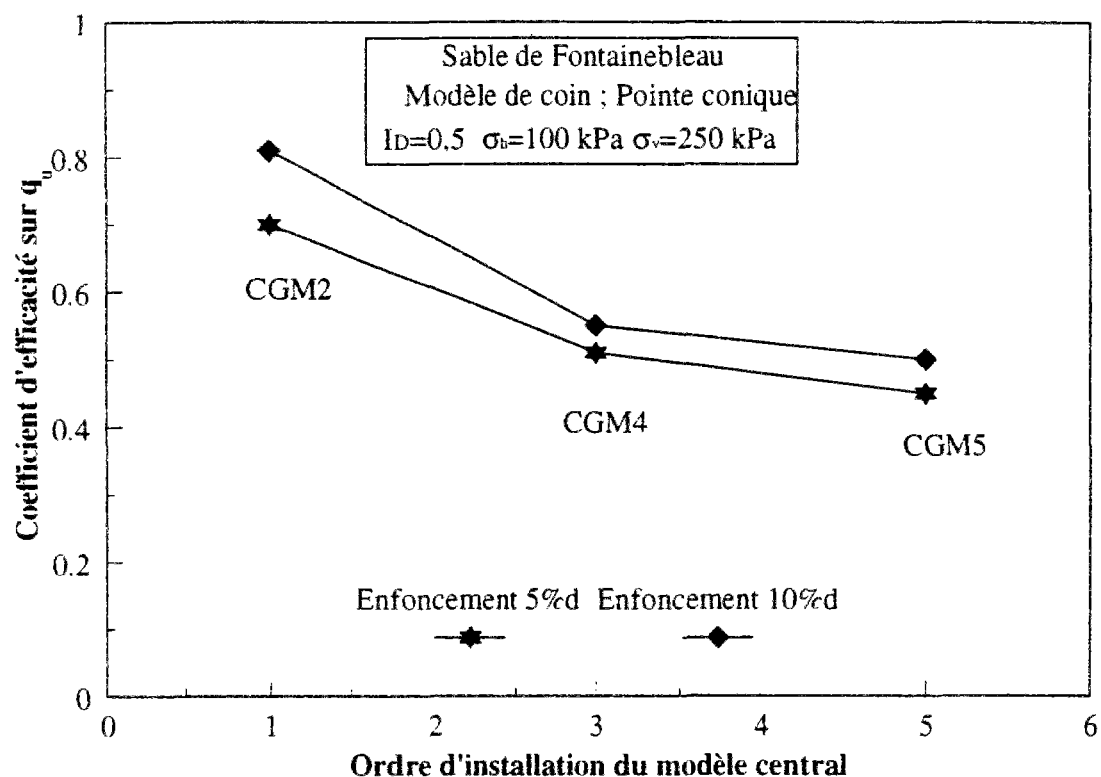
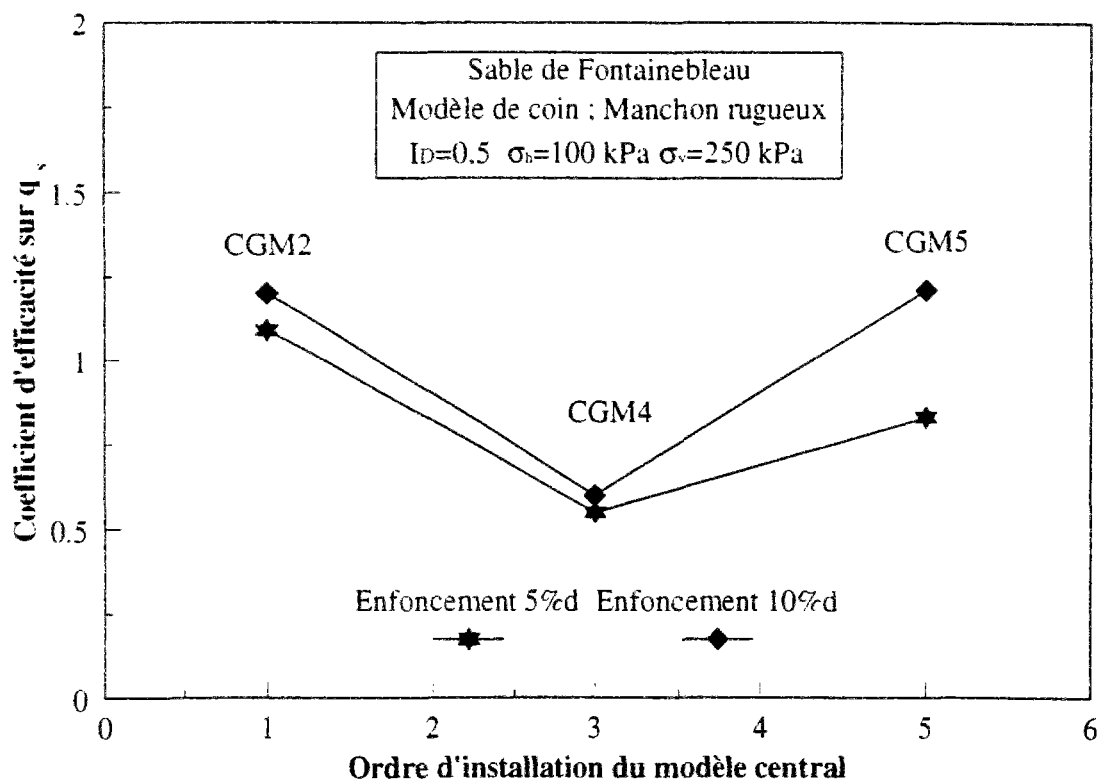


Figure VI.27 Influence de l'ordre d'installation sur les coefficients d'efficacité pour le frottement latéral et pour la résistance en pointe ; modèle situé au bord de la cellule élémentaire

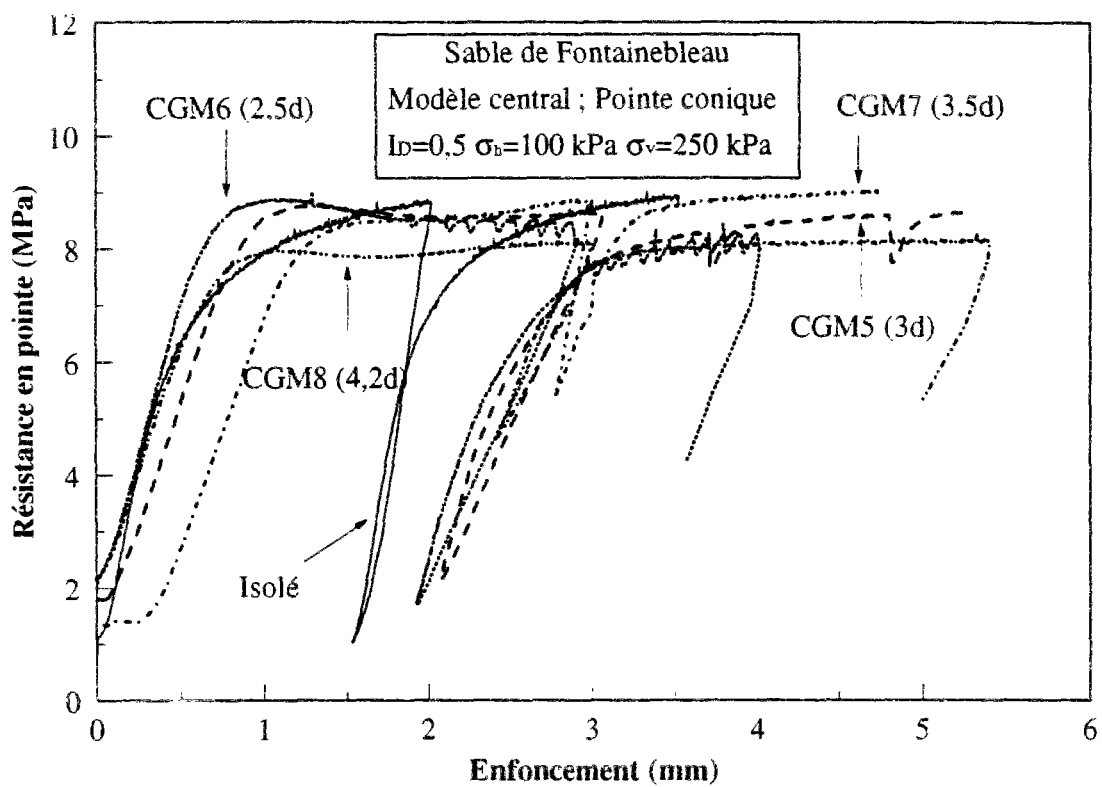
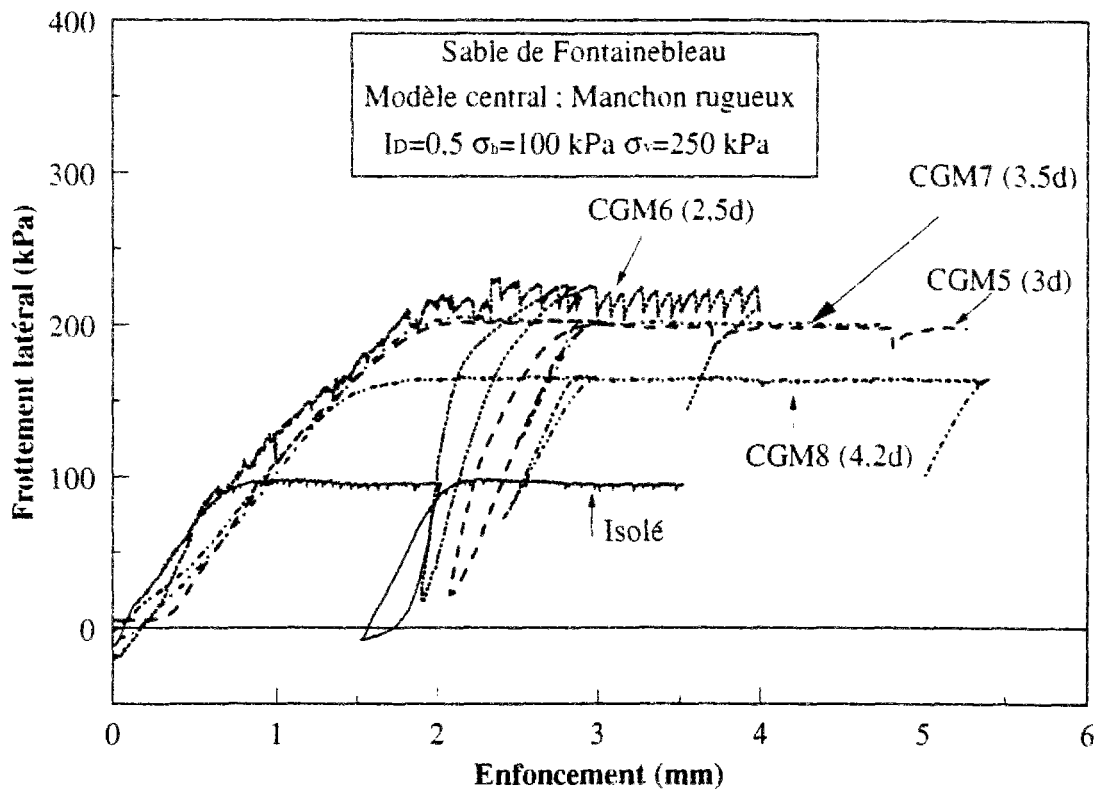


Figure VI.28 Influence de l'entr'axe relatif sur les courbes de mobilisation du frottement latéral et de la résistance en pointe ; modèle situé au centre de la cellule élémentaire



La figure VI.29 présente les résultats des mesures faites sur le modèle de coin au cours du chargement du groupe élémentaire de 5 modèles. Les courbes de mobilisation du frottement latéral sont toujours situées au dessus de la courbe de mobilisation du modèle isolé. Dans l'ordre décroissant  $q_s$  (CMI6 (2,5d)) >  $q_s$  (CMI7 (3,5d)) >  $q_s$  (CMI8 (4.2)) >  $q_s$  (CMI5 (3d)). Hormis la courbe de mobilisation du frottement latéral correspondant à l'essai CMI5 réalisé pour un entr'axe de 3d, ces résultats nous laissent penser que l'effet de groupe diminue avec l'augmentation de l'entr'axe, conclusion analogue à la conclusion obtenue à partir des mesures faites sur le modèle central.

En ce qui concerne la mobilisation de la résistance en pointe, toutes les courbes obtenues sont largement au dessous de celle mesurée pour le modèle isolé. Les courbes de mobilisation sont par ailleurs très proches les unes des autres.

#### **VI.8.2. Quantification des coefficients d'efficacité sur le frottement latéral et la résistance en pointe**

La figure VI.30 présente l'évolution des coefficients d'efficacité sur le frottement latéral et sur la résistance en pointe et ceci pour les deux modèles, central et de coin. L'enfoncement pris comme référence est le 1/10 du diamètre. On peut faire les remarques suivantes :

##### ***pour le modèle central***

- le coefficient d'efficacité propre au frottement latéral diminue de 2,2 pour un entr'axe 2,5d à 1,7 pour un entr'axe 4.2. En suivant la regression, cet effet de groupe devient nul pour un entr'axe de 7 diamètres.
- Le coefficient d'efficacité propre à la résistance en pointe, est très proche de l'unité, et varie entre 0,97 et 0,9.

##### ***pour le modèle de coin***

- les résultats de la quantification d'un coefficient d'efficacité propre au frottement latéral nous laissent penser que ce coefficient d'efficacité ne varie pas dans les limites des entr'axes étudiés (hormis le point à 3d). Il est égal à 1,67.
- les coefficients d'efficacité relatifs à la résistance en pointe sont très faibles et varient de 0,48 à 0,55.

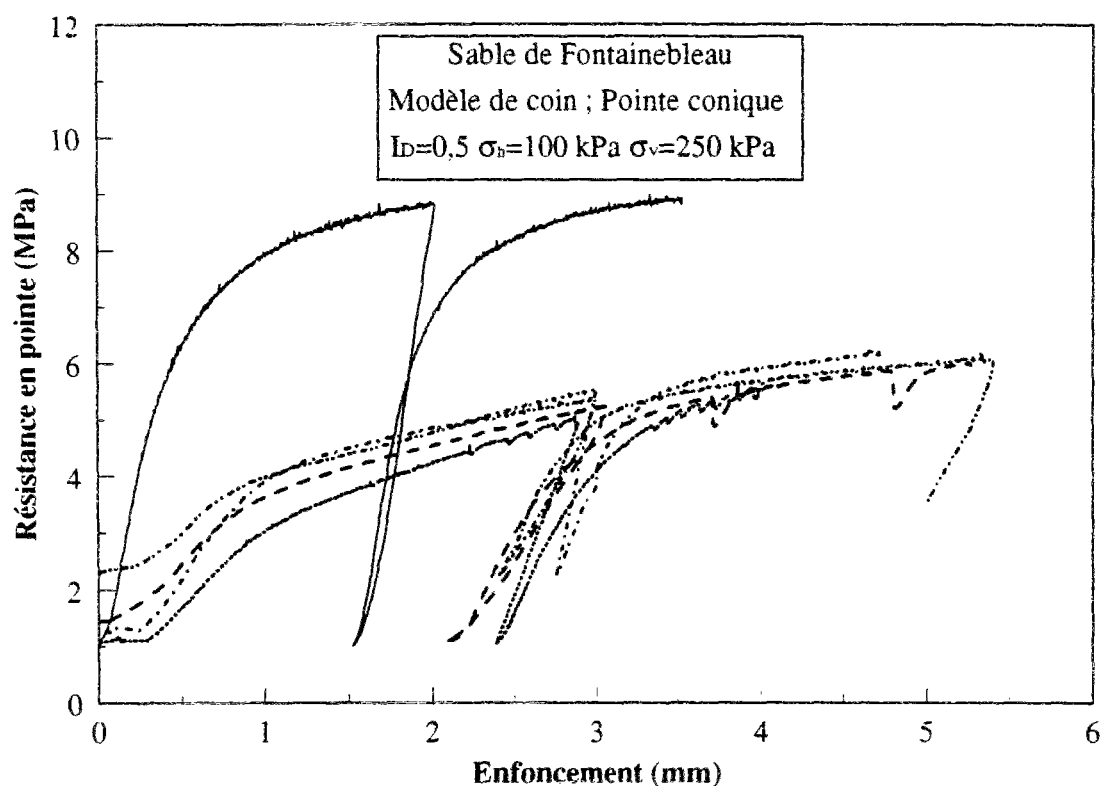
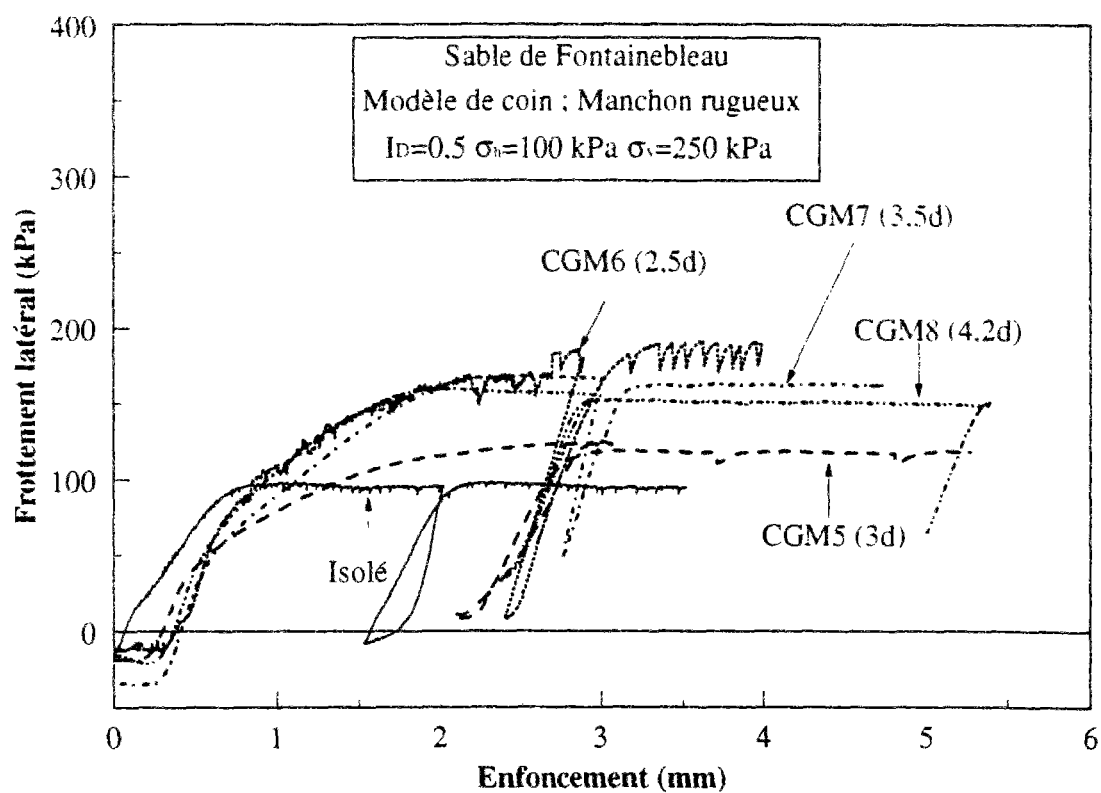


Figure VI.29 Influence de l'entr'axe relatif sur les courbes de mobilisation du frottement latéral et de la résistance en pointe ; modèle situé au coin de la cellule élémentaire

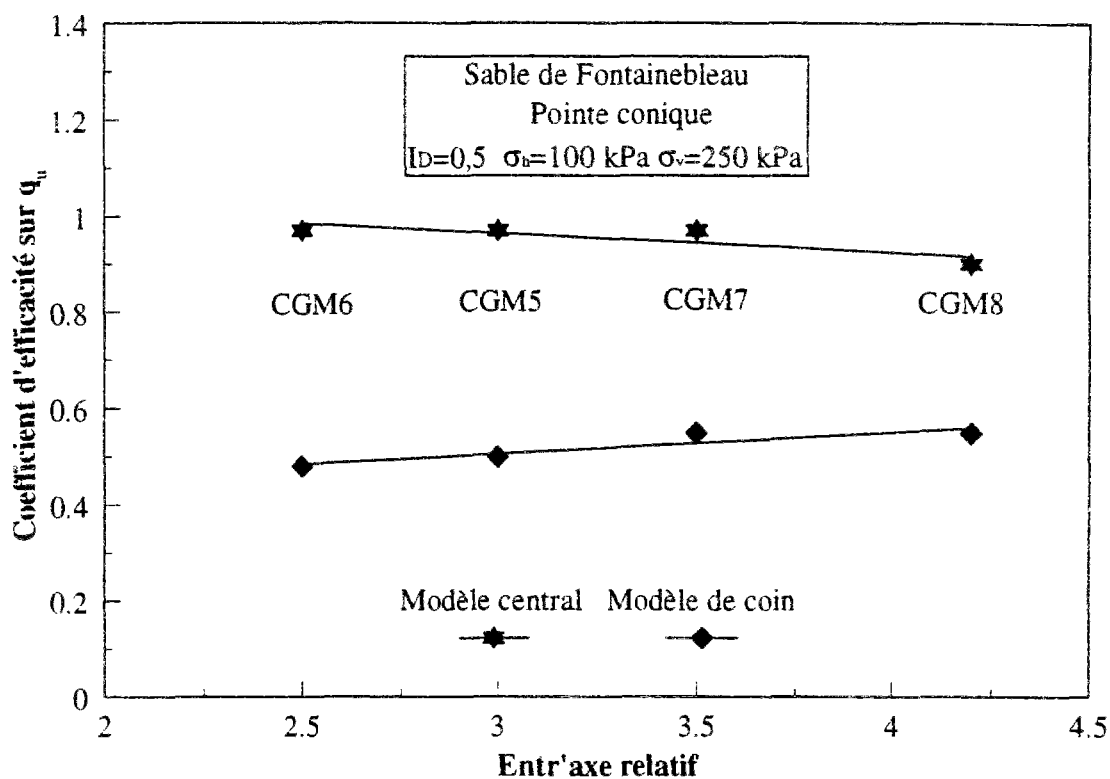
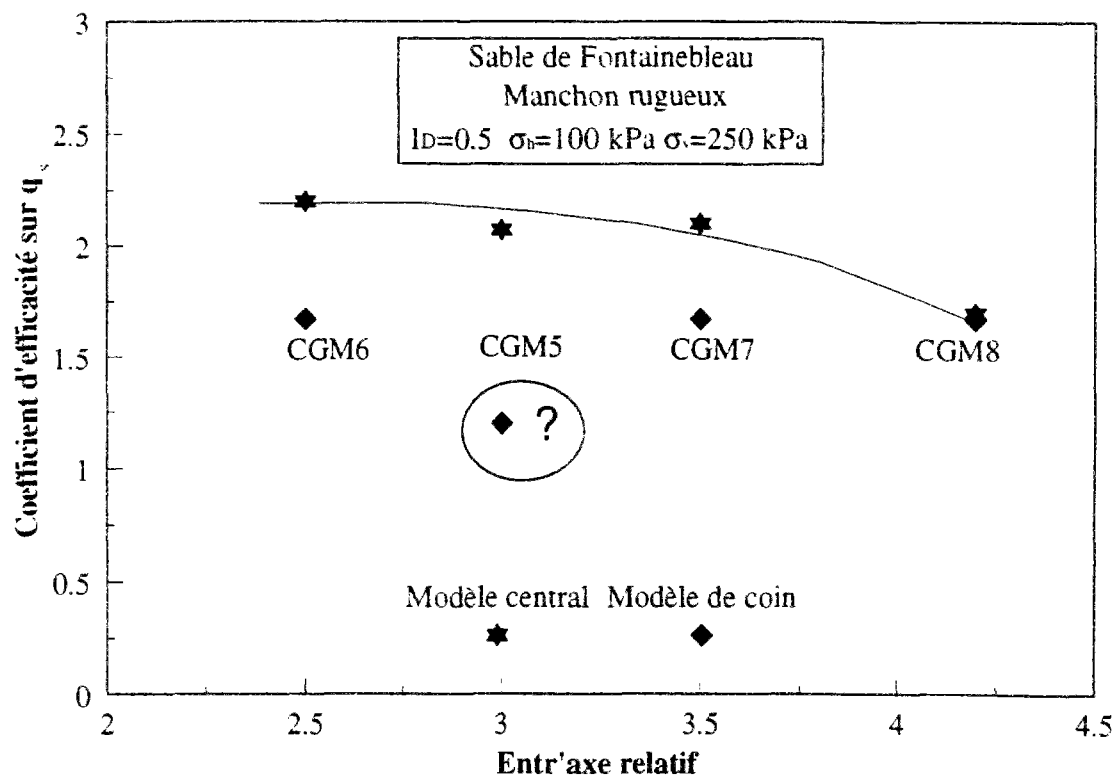
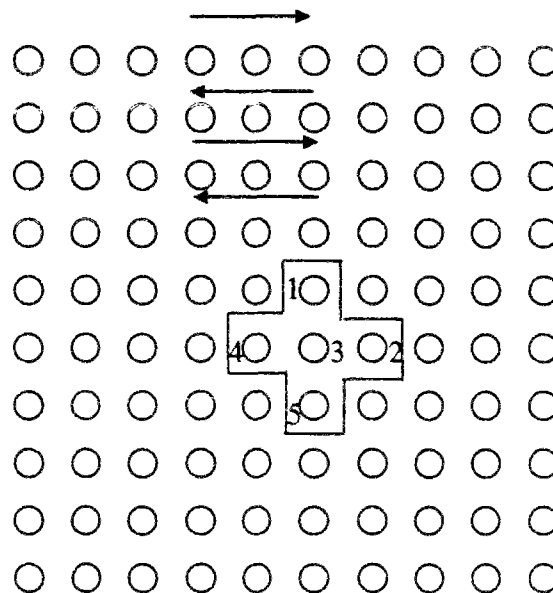


Figure VI.30 Influence de l'entr'axe relatif sur les coefficients d'efficacité pour le frottement latéral et pour la résistance en pointe ; comparaison pieu central et pieu au coin

On remarque par ailleurs que, pour tous les cas de figure, les coefficients d'efficacité propres au modèle central sont supérieurs à ceux correspondant au modèle de coin.

## VI.9. APPLICATION A LA PRATIQUE

On présente ci-dessous un cas de figure simple dans lequel on essaie de mettre en application les résultats trouvés ci-dessus. Supposons que l'on soit amené à renforcer un site donné avec un grand nombre de micropieux. A partir des résultats obtenus sur l'effet de l'entr'axe, on peut recommander des espacements de 2,5 à 3,5d. En ce qui concerne l'ordre d'installation à suivre, celui-ci doit être optimisé par rapport à un schéma suffisamment simple pour le dispositif de mise en oeuvre, qui correspondra à une installation ligne par ligne. Ce type d'implantation correspondra à un ordre d'installation tel que celui représenté sur la figure VI.31 pour la cellule élémentaire de 5 micropieux (schéma C3).



**Figure VI.31 Site renforcé par un grand nombre de micropieu : implantation ligne par ligne**

On a vu dans le paragraphe VI.7 de ce chapitre que l'ordre d'installation a une influence sur l'effet de groupe développé. On a ainsi pu montrer (figure VI.24) que l'ordre d'installation C5 fournit un effet de groupe maximum sur le frottement latéral (qui correspond à la partie la plus importante de l'effort mobilisable dans le cas des micropieux). A noter que le comportement de la pointe est aussi nettement amélioré.

L'installation proposée pour optimiser le serrage de la manière la plus simple possible se décompose en trois phases :

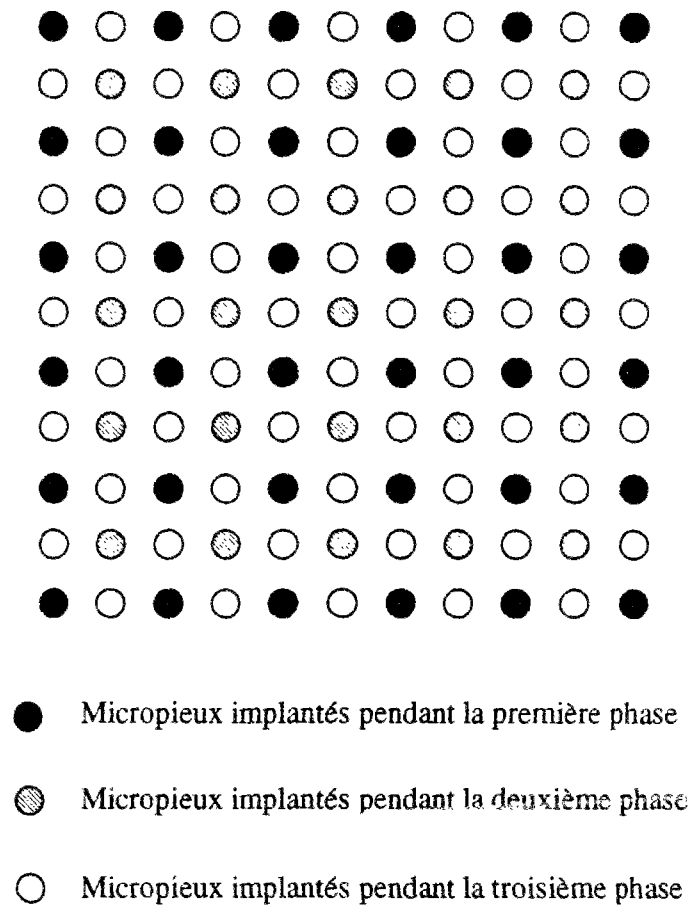
- lors de la première phase, et par rapport au schéma d'implantation présenté sur la figure VI.31, on installe une rangée sur deux longitudinalement et transversalement (cercles en noir sur la figure VI.32).
- lors de la deuxième phase, on installe une rangée sur deux toujours longitudinalement et transversalement, en commençant par la deuxième rangée (cercles en grisé sur la figure VI.32).
- la troisième phase consiste à remplir les emplacements vides restants (cercles à fond blanc sur la figure VI.32).

Les micropieux installés lors de la troisième phase sont les micropieux centraux des cellules élémentaires dont les micropieux de coin sont formés par ceux installés en première et deuxième phase (configuration C5). Si l'implantation de ces micropieux est faite ligne par ligne, chaque micropieu correspond à un schéma d'implantation C3 appliqué sur un schéma C5.

Par ailleurs, les micropieux installés en deuxième phase, sont les modèles installés en dernier pour les cellules élémentaires dont les micropieux de coin sont formés par ceux installés en première phase (configuration C5). Ils correspondent aussi à des micropieux installés en premier dans des cellules élémentaires dont les micropieux de coin sont les micropieux de la dernière phase (configuration C1). Ce sont des micropieux qui suivent un schéma C1 appliqué sur un schéma C5.

Par ailleurs, les micropieux installés lors de la première phase ne seront pas affectés par un effet de groupe significatif. Si l'on part sur un entr'axe de 3d, ces micropieux seront implantés avec des entr'axes de 6d.

Dans l'exemple présenté sur les 81 micropieux implantés (en enlevant les micropieux singuliers de bord), on a 56 micropieux (70%) qui suivent un schéma d'implantation C3xC5. 25 micropieux (30%) seront implantés suivant un schéma C1xC5.

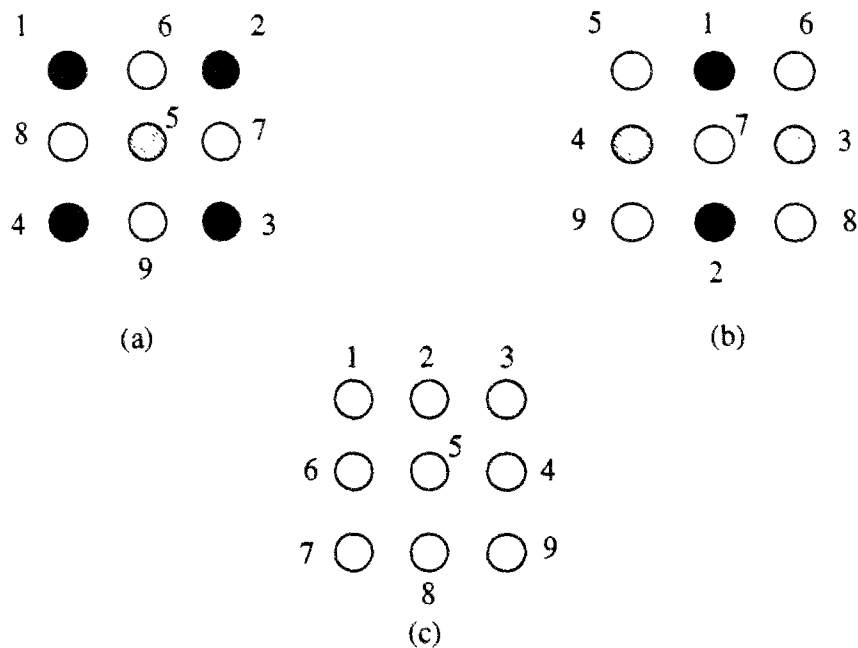


**Figure VI.32 Différentes phases d'implantation des micropieux sur un site renforcé**

A la suite de cet exemple, il nous paraît important d'envisager l'étude de trois autres cellules élémentaires (figure VI.33), composées de 9 inclusions pour pouvoir donner des éléments quantitatifs relatifs au gain de portance correspondant à une implantation optimale.

La première cellule, sur la figure VI.33 (a), est implantée suivant l'ordre prescrit ci-dessus et le but est d'étudier le comportement des micropieux implantés en deuxième phase. C'est le micropieu situé au centre de la cellule.

En ce qui concerne la deuxième cellule sur la figure VI.33 (b), celle-ci doit nous permettre d'étudier le comportement des micropieux qui sont implantés en troisième phase. C'est le micropieu situé au centre de la cellule de la figure VI.33 (b).



**Figure VI.33 Définitions de groupes élémentaires à 9 modèles**

La troisième cellule (figure VI.33 c) nous permettra d'étudier l'interaction existante quand il s'agit d'implanter les micropieux ligne par ligne. C'est un schéma C3 déjà étudié sur une cellule de 5 micropieux.

## **VI.10. PROPOSITION D'UNE LOI DE MOBILISATION POUR LE FROTTEMENT LATÉRAL ET LA RÉSISTANCE EN POINTE**

Le travail présenté dans ce paragraphe s'inscrit dans la suite de celui présenté au paragraphe V.5 du chapitre 5 où l'on a donné des éléments sur l'élaboration d'une loi de mobilisation hyperbolique pour la résistance en pointe avec prise en compte ou non des contraintes résiduelles, et ceci pour des modèles isolés et pour le modèle central en interaction avec d'autres inclusions (prise en compte de l'effet de groupe).

On se propose donc de montrer quelques simulations sur les résultats trouvés en chambre d'étalonnage. On peut dans ce cas, pour un même essai, simuler la mobilisation du frottement latéral et de la résistance en pointe.

La méthodologie suivie est la même que celle adoptée au paragraphe V.5.3 (sans contraintes résiduelles) et V.5.6 (avec contraintes résiduelles).

Sur la figure VI.34 on présente la simulation faite sur le résultat d'un essai sur un modèle isolé. La contrainte horizontale est de 100 kPa et la contrainte verticale est de 250 kPa. Les résultats sont présentés jusqu'à un enfoncement de 2 mm. Sur la figure 3 de l'annexe 5 on présente la courbe complète.

En ce qui concerne la modélisation de la courbe de mobilisation de la résistance en pointe, on a une concordance acceptable avec la courbe expérimentale. Les équations sont les suivantes :

$$\text{Approche sans contrainte résiduelle } q(z) = \frac{z}{0,033 + 0,097z}$$

$$\text{Approche avec contrainte résiduelle } q(z) = \frac{z}{0,039 + 0,11z} + 1,1$$

En ce qui concerne la modélisation de la courbe de mobilisation du frottement latéral, on peut faire les remarques suivantes :

- Pour l'intervalle [0, 0,5 mm (2,5%d)] les simulations sont au dessus de la courbe expérimentale avec une différence maximum d'une dizaine de kPa (environ 10% du frottement limite).

- Pour l'intervalle [0,5, 1,5], les simulations sont au-dessous de la courbe expérimentale. L'écart maximum est d'environ 20% du frottement limite.

Les équations sont les suivantes :

$$\text{Approche sans contrainte résiduelle } q(z) = \frac{z}{0,0038 + 0,0084z}$$

$$\text{Approche avec contrainte résiduelle } q(z) = \frac{z}{0,0031 + 0,0077z} - 11,6$$

On rappelle que pour déterminer ces lois hyperboliques, on a imposé le frottement limite mesuré à 1/10 du diamètre comme un point de la courbe de modélisation. Si l'on souhaite améliorer les performances de cette loi pour mieux prendre en compte analytiquement la non linéarité existante, on peut prendre le pic situé à 5%d d'enfoncement comme un point de la courbe de simulation. Dans ce cas, la loi hyperbolique divergera de la courbe expérimentale pour des enfoncements supérieurs à 5%d (1mm). En prenant en compte les contraintes résiduelles, l'équation devient :

$$q(z) = \frac{z}{0,0032 + 0,006z} - 11,6$$



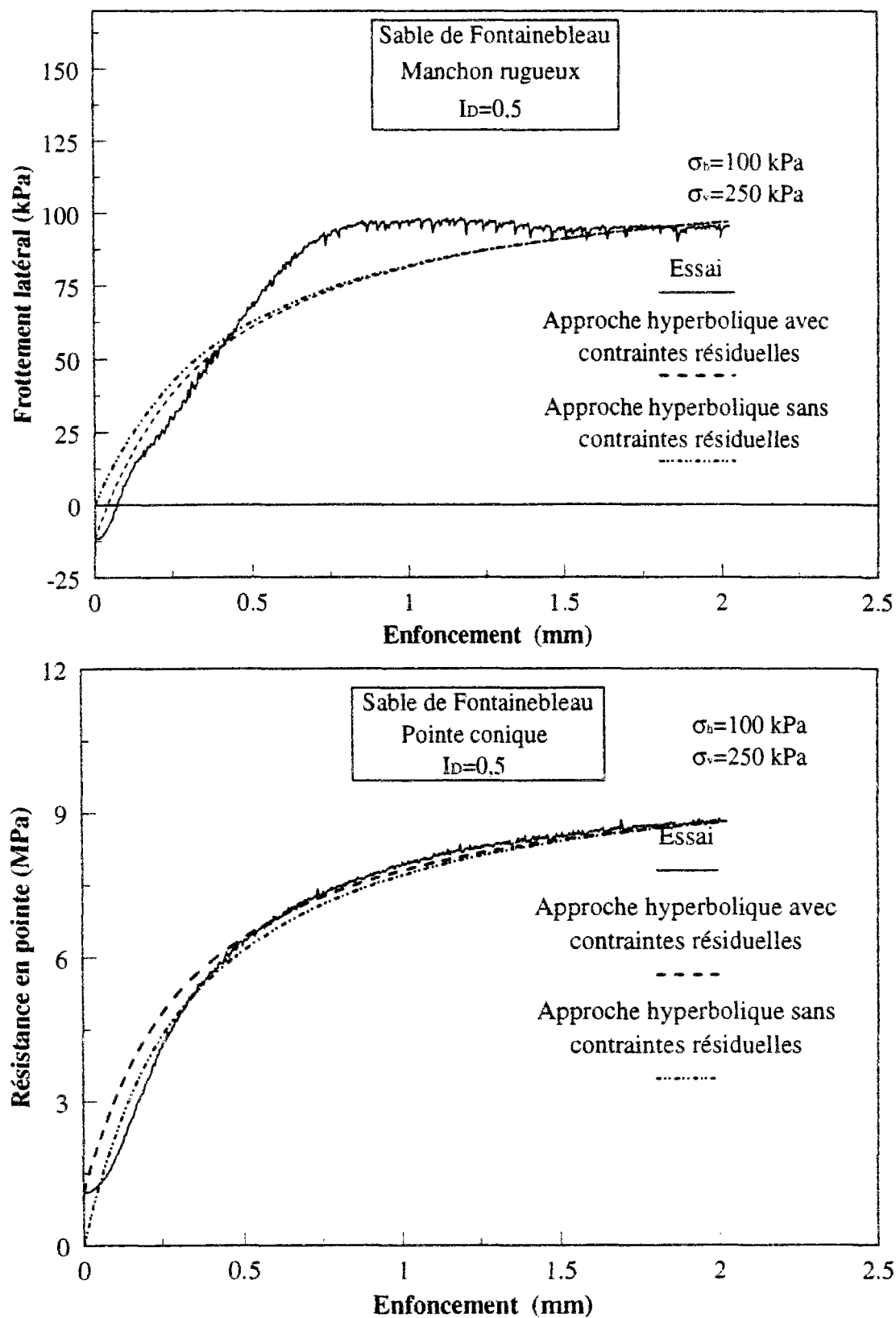
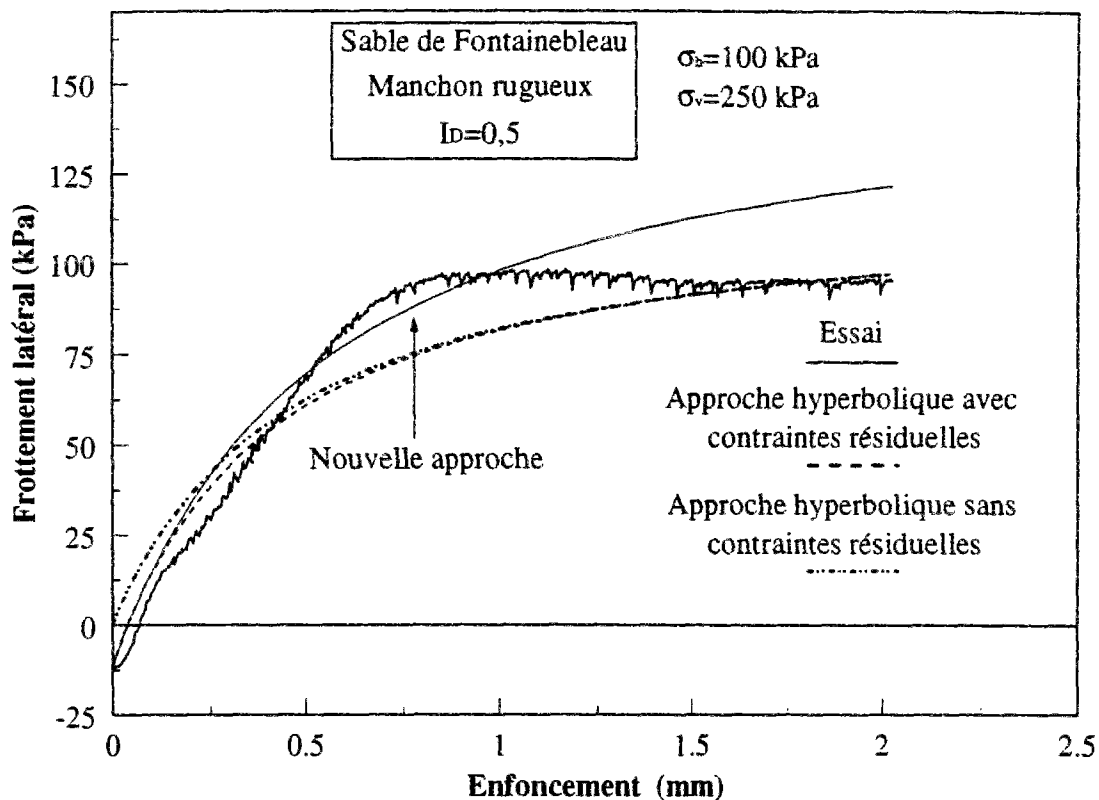


Figure VI.34 Modélisation par une loi hyperbolique du frottement latéral et de la résistance en pointe pour un modèle isolé ; essai en chambre d'étalonnage

Sur la figure VI.35, on présente une comparaison entre les différentes simulations et ceci pour des enfoncements inférieurs à 2 mm (10% de d). Sur la figure 4 de l'annexe 5 on présente cette comparaison pour un intervalle d'enfoncement plus grand.

La figure VI.35 montre que l'on peut améliorer la performance de la loi hyperbolique pour les enfoncements inférieurs à 5 %d. Il n'est pas légitime de dire que telle ou telle approche est meilleure. Il est toujours primordial de garder à l'esprit le mode de fonctionnement de l'ouvrage et le domaine des tassements de service que l'on va permettre. C'est à la suite de cette réflexion qu'il faut définir la méthode à adopter.



**Figure VI.35 Comparaisons entre les différentes approches de modélisation du frottement latéral**

## CONCLUSIONS

On a présenté dans ce chapitre une étude consacrée aux résultats d'essais réalisés dans la chambre d'étalonnage, dont la mise au point pour une application « fondations profondes » s'est déroulée en parallèle avec l'étude menée en mini chambre d'étalonnage.

Par rapport aux résultats présentés dans les chapitres précédents, ce travail a eu pour objectif, d'une part d'étendre et de renforcer les acquis précédents en ce qui concerne l'effet de groupe sur la résistance en pointe et, d'autre part, de donner des réponses concernant l'effet de groupe sur le frottement latéral.

La plupart des résultats ont montré que l'effet de groupe sur le frottement latéral est positif pour les conditions initiales essayées (sable à  $I_D=0.5$ ). On a vu que, suivant l'ordre d'installation utilisé, on peut améliorer la performance d'un groupe de micropieux. Pour l'ordre d'installation optimum (C5), on a montré que le coefficient d'efficacité sur le frottement latéral est maximum pour un espacement de  $2.5d$  et minimum pour  $4.2d$  variant de  $2.2$  à  $1.7$  pour le modèle situé au centre du groupe élémentaire. En ce qui concerne la résistance en pointe, le coefficient d'efficacité varie de  $0.97$  à  $0.9$  pour les entr'axes de  $2.5d$  et  $4.2d$  respectivement. On rappelle qu'en mini chambre d'étalonnage et pour cet ordre d'installation, les résultats ont montré un effet de groupe sur la résistance en pointe maximum pour le plus faible entr'axe  $1.5d$ , des résultats qui se trouvent en bon accord avec les résultats trouvés en chambre d'étalonnage.

A la suite de ces résultats, on a voulu donner des éléments sur la possibilité d'optimisation de l'ordre d'installation et de l'entr'axe relatif en vue d'applications pratiques. On a présenté au paragraphe VI.9 une méthodologie d'implantation d'un grand nombre de micropieux sur un site à renforcer en vue d'optimiser l'effet de groupe, l'idée de base étant d'essayer de produire un effet de serrage maximum.

Les mesures directes réalisées sur le frottement et la résistance en pointe nous ont permis de compléter l'étude présentée dans le chapitre V concernant l'adoption d'une loi de mobilisation hyperbolique. Dans ce chapitre, on avait montré l'intérêt de la loi hyperbolique pour modéliser la mobilisation de la résistance en pointe pour le modèle isolé ou au sein du groupe. Là, il s'agissait d'étendre cette loi pour modéliser la mobilisation du frottement latéral.

Ces lois de mobilisation peuvent jouer un rôle intéressant dans les méthodes de dimensionnement, à condition de pouvoir poursuivre et développer les recherches présentées dans le cadre de cette thèse. Il faudra, en particulier, valider les paramètres  $a$  et  $b$  par rapport à des essais en vraie grandeur.

## ***CHAPITRE VII***

### ***PREMIERE APPROCHE DU COMPORTEMENT DES PIEUX ET MICROPIEUX MODELES SOUS CHARGEMENT CYCLIQUE***



## INTRODUCTION

L'évaluation de la réponse des pieux sous chargement cyclique axial constitue un enjeu important, en particulier dans le dimensionnement des fondations de structures soumises, entre autres, à l'action de la houle, du vent, des séismes ou de machines vibrantes. Il est, dans ces cas, important de pouvoir prévoir les circonstances dans lesquelles le chargement cyclique va affecter les performances d'un pieu.

Pour répondre à des questions posées par l'industrie pétrolière, des recherches importantes se sont développées pour mieux comprendre l'effet d'un chargement cyclique sur le comportement post cyclique : dégradation des caractéristiques mécaniques des pieux et des sols, accumulation des déplacements permanents, etc.

C'est dans ce contexte qu' a été défini un diagramme de stabilité cyclique à la fin des années 80. Ce diagramme, élaboré par Poulos (1988), définit des zones où les pieux peuvent être stables ou non. Ces zones correspondent à des combinaisons de chargement cyclique et de chargement permanent.

L'accumulation des déplacements permanents (ou irréversibles) a fait l'objet de différents travaux. Ces déplacements permanents vont provoquer des déformations dans la structure. Il est donc important de porter attention à ce sujet pour définir des critères cohérents en liaison avec les critères admissibles par l'ouvrage.

Le problème des sollicitations cycliques se pose aussi pour les micropieux qui peuvent être soumis à de telles actions. Il pourra, en particulier, être intéressant d'étudier l'influence d'un effet de groupe sur le comportement observé sous chargement cyclique (stabilisateur ou déstabilisateur). C'est dans ce contexte que l'on a réalisé ce travail consacré au comportement cyclique de nos modèles instrumentés. On présente tout d'abord quelques éléments bibliographiques, suivis des objectifs du travail et de l'ensemble des résultats obtenus.

## VII.1. ELEMENTS BIBLIOGRAPHIQUES

### VII.1.1. Résultats expérimentaux

On présente ci-dessous quelques résultats expérimentaux qui illustrent les conséquences des chargements cyclique sur les fondations profondes. Boulon *et al.* (1980) ont présenté un résultat intéressant représenté sur la figure VII.1. Un essai de chargement est réalisé sur un modèle de pieu de diamètre 5,5 cm et de 1,6 m de longueur. Ce modèle est moulé dans un massif de sable mis en place dans une cuve de 1,5 m de diamètre et de 2 m de profondeur. L'indice de densité du sable est de 0,6. La figure VII.1 montre la courbe charge en tête-enfoncement. Le pieu est tout d'abord chargé statiquement jusqu'à un déplacement de 7 mm pour évaluer sa capacité portante ( $Q_{lim}$ ). Un chargement cyclique (6000 cycles) est ensuite appliqué, à partir d'un chargement statique de  $0,5 Q_{lim}$ , avec une amplitude cyclique de  $\pm 0,15 Q_{lim}$ . Une deuxième série de 5000 cycles est ensuite appliquée à partir de la même charge moyenne et pour une amplitude cyclique de  $\pm 0,25 Q_{lim}$ .

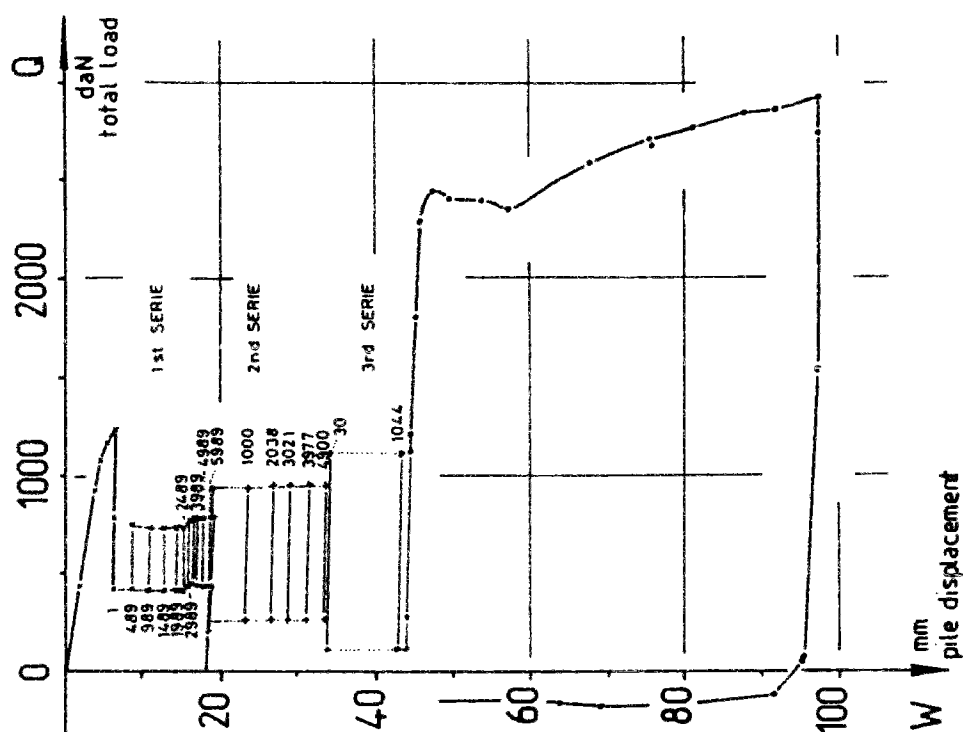
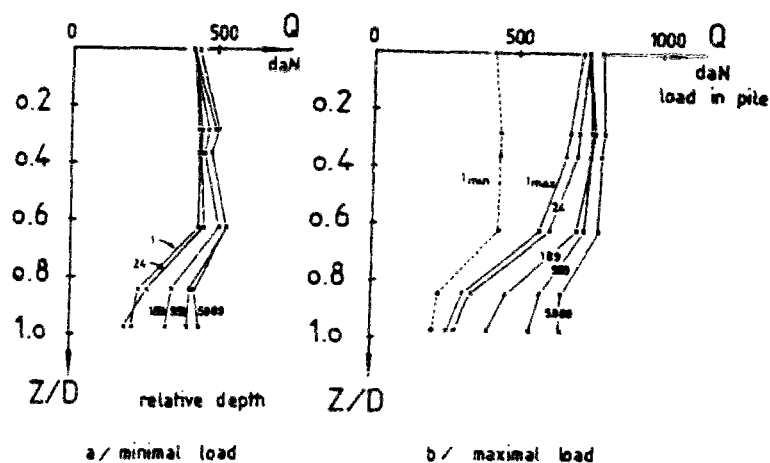


Figure VII.1 Evolution de la charge en tête en fonction du déplacement du pieu modèle au cours d'un chargement cyclique (Boulon *et al.* 1980)

La troisième série de 1000 cycles est réalisée avec une amplitude cyclique pratiquement égale à  $\pm 0.5 Q_{lim}$ . Finalement, un chargement monotone est appliqué jusqu'à la rupture pour évaluer les évolutions provoquées par le chargement cyclique.

La première série de cycles nous permet de conclure sur une tendance à stabilisation de l'accumulation des déplacements permanents. Il faut constater par ailleurs, que l'accumulation globale est de d'environ 10 mm (18 % de diamètre). La seconde série montre une accumulation progressive et la troisième des effets plus dangereux. Quant à la capacité portante monotone après le chargement cyclique, celle-ci est augmentée sensiblement.

Pour connaître l'origine de cette augmentation de la capacité portante, les auteurs ont présenté la distribution des efforts dans le pieu pour quelques cycles de la première série. La figure VII.2 présente l'effort axial dans le pieu et ceci au point le plus bas et au point le plus haut du cycle. On voit clairement sur cette figure la dégradation du frottement latéral avec le nombre de cycles.



**Figure VII.2 Distribution des efforts axiaux au points les plus bas (a) et les plus haut (b) pour quelques cycles choisis (Boulon et al. 1980)**

L'augmentation de la capacité portante à la suite du chargement cyclique est alors le résultat d'une densification produite sous la pointe ; la dégradation du frottement latéral, quant à elle, est le résultat d'une diminution des contraintes normales dans l'interface (contractance cyclique).

Ces résultats nous poussent à nous poser les questions suivantes :

1. Pour les types de fondations profondes dont la capacité portante résulte en majeure partie du frottement latéral (pieux de grande longueur ou micropieux), le chargement cyclique aurait



une influence très néfaste sur leur capacité portante. On rappelle que les résultats présentés ci-dessus sont obtenus pour une inclusion moulée dans un massif de sable à surface libre, (favorisant donc la dilatance). Il sera intéressant d'examiner si les observations précédentes se confirment dans un milieu initialement contractant.

2. Même si, dans les meilleures conditions, on obtient une augmentation de la capacité portante, faut-il voir celle-ci comme un avantage ou est-ce que les déplacements permanents produits auparavant ne seront pas déjà rédibitoires.

Pour donner quelques éléments de réponse sur la première question, on présente sur la figure VII.3 un résultat d'essai réalisé dans un massif de sable calcaire (Lee and Poulos, 1990) sur un modèle de pieu injecté de 2,5 cm de diamètre. Une surcharge verticale de 200 kPa est appliquée au massif. On remarque sur la figure VII.3 qu'au bout de 160 cycles, le modèle a accumulé un déplacement qui équivaut à 1/10 de diamètre.

L'accumulation des déplacements permanents qui sont accompagnées par une dégradation du frottement latéral sont des phénomènes constatés dans les essais à surface libre et dans les essais avec surcharge. C'est donc un phénomène qui doit probablement se produire dans les pieux de faible et de grande longueur.

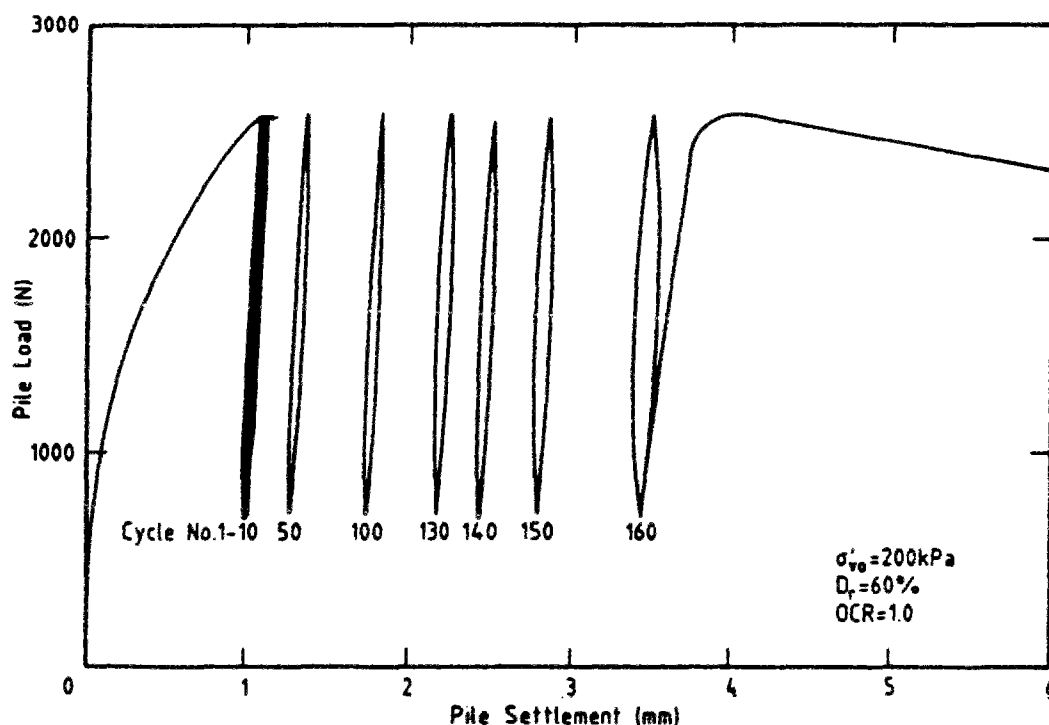


Figure VII.3 Essai à charge contrôlée ; accumulation des déplacements permanents (Lee and Poulos, 1990)

### VII.1.2. Quantification des dégradations du frottement latéral

On a vu dans le paragraphe précédent que le chargement cyclique provoque une dégradation du frottement latéral le long des pieux. Dans ce contexte, plusieurs travaux (entre autres Poulos, 1988 (a), Poulos, 1988 (b), Randolph and Jewell, 1989, Lee and Poulos, 1990, Al-Douri and Poulos, 1994 (b), Al-Douri and Poulos, 1995, Chin and Poulos, 1996) ont eu pour objectif de quantifier des facteurs de dégradation en fonction des amplitudes cycliques et du nombre de cycles appliqués.

La procédure d'essai utilisée dans la plupart des cas pour la détermination d'un facteur de dégradation s'effectue à partir de chargements réalisés à déplacement contrôlé. L'essai se décompose en trois étapes :

- a- un chargement statique initial jusqu'à la rupture
- b- un chargement cyclique
- c- un chargement statique final

Le facteur de dégradation s'exprime alors de la façon suivante (Poulos, 1988) :  $D_{\tau} = \frac{f_c}{f_s}$

$f_c$  : frottement latéral après chargement cyclique.

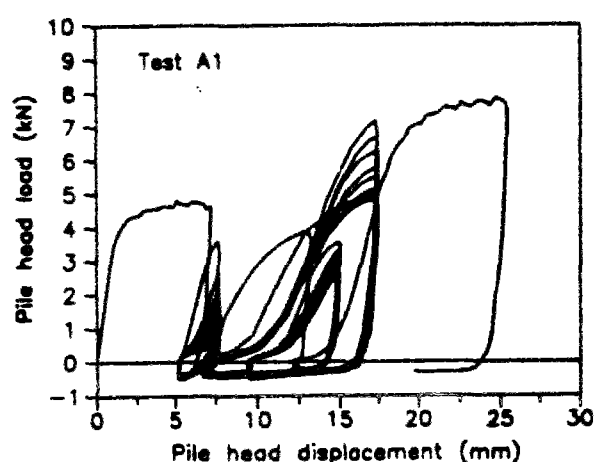
$f_s$  : frottement latéral sous chargement statique initial.

C'est cette méthodologie que l'on a pris l'habitude d'utiliser pour déterminer ces facteurs de dégradation. Il est tout à fait intéressant aussi de déterminer cette dégradation au cours du chargement cyclique.

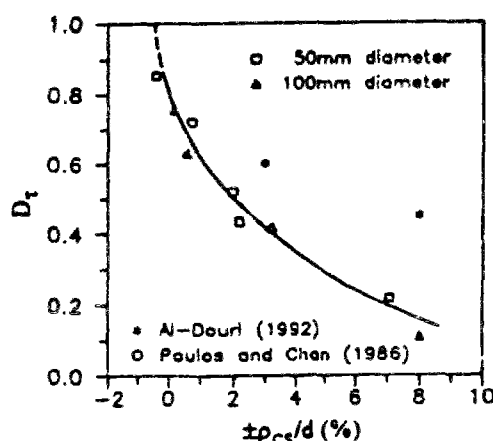
Les travaux les plus récents dans le domaine sont les résultats de Chin and Poulos (1996). Ces auteurs ont mis en évidence la forte dépendance de la dégradation du frottement par rapport à l'amplitude du glissement cyclique définie ci-dessous (on reviendra là-dessus dans la suite de ce paragraphe) normalisée par le diamètre du modèle de pieu. Ils ont réalisé des essais sur des modèles de pieux foncés dans un massif de sable calcaire reconstitué dans une chambre d'étalonnage d'un mètre de diamètre et 1,55 m de profondeur. L'indice de densité de sable est 0,48 et la surcharge verticale appliquée est de 100 kPa. Les modèles ont 50 mm et 100 mm de

diamètre, et ils sont chargés suivant la procédure décrite ci-dessus. Sur la figure VII.4, on présente un résultat typique de l'évolution de l'effort en tête en fonction du déplacement.

A partir de l'ensemble de leurs résultats, Ces auteurs ont quantifié le facteur de dégradation (figure VII.5). Ce facteur de dégradation  $D_r$  est évalué en faisant la différence entre les capacités portante en traction du dernier cycle et du premier cycle. Apparemment, le frottement mesuré en compression n'était pas exploitable. L'axe des abscisses de la figure VII.5 est l'amplitude du glissement cyclique, normalisée par le diamètre du modèle.



*Figure VII.4 Courbe typique de l'évolution de la charge en tête avec le déplacement au cours d'un essai cyclique à déplacement contrôlé (Chin and Poulos, 1996)*



*Figure VII.5 Evolution du facteur de dégradation avec l'amplitude du glissement cyclique normalisée (Chin and Poulos, 1996)*

L'amplitude de glissement cyclique est la différence entre l'amplitude de déplacement imposé et le déplacement dont on a besoin pour mobiliser le frottement latéral limite sous chargement monotone  $\rho_{cs} = \rho_c - \rho_{fs}$ .

Ces résultats montrent que la dégradation du frottement latéral apparaît pour des amplitudes supérieures à  $\rho_{fs}$  et qu'elle peut être représentée en fonction de l'amplitude du glissement cyclique normalisée. En augmentant cette amplitude, on dégrade davantage les caractéristiques de l'interface.

L'augmentation de la dégradation avec l'amplitude cyclique est aussi observable sur d'autres résultats tels que celui présenté sur la figure VII.6 (Lee and Poulos, 1990) où l'on peut remarquer, en plus de ce qui a été dit, une chute sévère dès les premiers cycles.

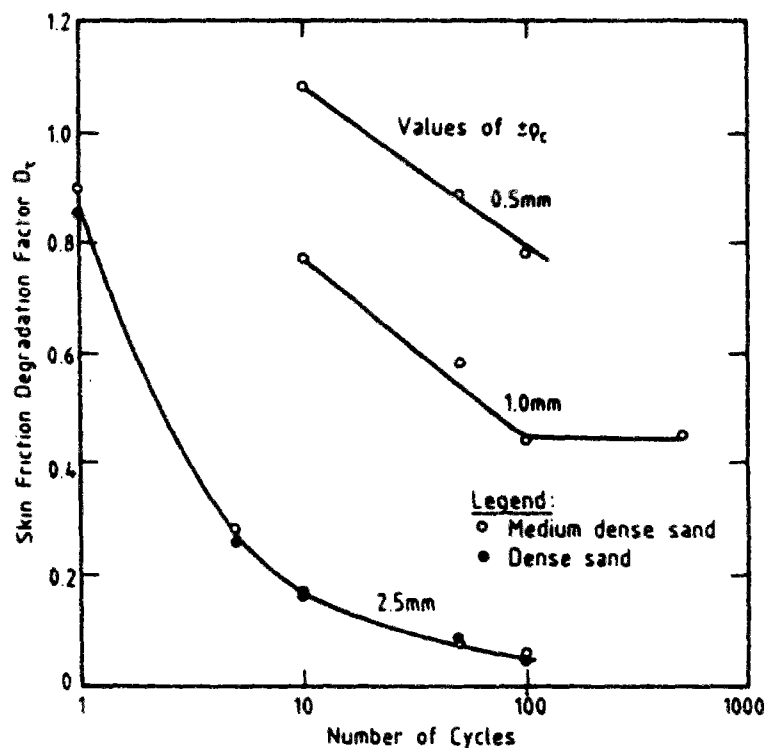


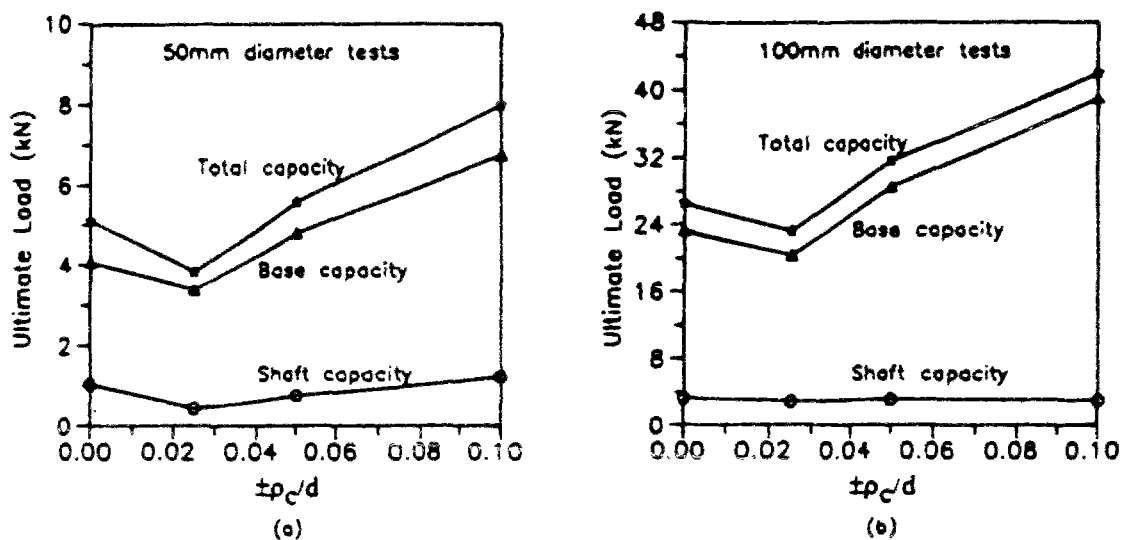
Figure VII.6 Evolution du facteur de dégradation avec le nombre des cycles et avec l'amplitude du déplacement imposé (Lee and Poulos, 1990)

### VII.1.3. Influence du chargement cyclique sur la mobilisation de la résistance en pointe

En ce qui concerne la résistance en pointe, les idées ne sont pas encore très claires et l'on n'a pas pu trouver de travaux donnant des éléments décisifs sur le sujet. Le résultat présenté au paragraphe VII.1.1 (Boulon *et al.* 1980) montre une augmentation de la résistance en pointe

après le chargement cyclique réalisé à force contrôlée. Les premières publications de Poulos et de son équipe ont parlé d'un facteur de dégradation sur la résistance en pointe à prendre égal à 1. Par ailleurs, dans leur dernière publication, Chin and Poulos (1996) ont observé une augmentation de la résistance en pointe même après le chargement cyclique réalisé à déplacement contrôlé  $\pm p_c$ . Sur la figure VII.7, on présente l'évolution des charges limites mesurées après chargement cyclique et l'on peut remarquer une nette augmentation de la résistance en pointe, maximale pour une amplitude de déplacement  $\pm p_c$  égal à 10% du diamètre du modèle.

Ces auteurs n'ont pas donné d'explication pour ces résultats. Il peut paraître étonnant de trouver une augmentation de la résistance en pointe après avoir réalisé des cycles en traction-compression. On a essayé de trouver une explication à ces résultats. En fait on n'a pas d'éléments d'information relatifs au système d'accrochage des têtes de pieux. Il se pourrait que des jeux mécaniques soient venu fausser les valeurs des déplacements imposés.



*Figure VII.7 Charge limite de compression : charge en tête, charge en pointe et sur le fût ; (a) modèle de 50 mm de diamètre ; (b) modèle de 100 mm de diamètre (Chin and Poulos, 1996)*

#### VII.1.4. Evaluation des déplacements permanents au cours du chargement cyclique

La plupart des travaux présentés ci-dessus se sont concentrés sur le problème des accumulations de déplacements permanents et sur les conséquences résultantes sur l'ensemble

de l'ouvrage. Il était donc nécessaire de donner une quantification mathématique de ces accumulations.

La plupart des résultats expérimentaux ont montré que ces déplacements augmentent avec le niveau du chargement cyclique (charge permanente augmentée de la charge cyclique) ainsi qu'avec le nombre de cycles appliqués. A la suite de ces constatations, les déplacements permanents ont été représentés par l'équation suivante :

$$S_p/d = A \cdot e^{nX} \cdot N^m$$

Avec  $S_p$ , déplacement permanent accumulé pour le cycle  $N$

$d$ , diamètre du pieu

$N$ , nombre de cycles

$A$ ,  $n$  et  $m$ , paramètres déterminés expérimentalement

$X$ , niveau du chargement cyclique  $(P_m + P_c)/Q_c$

avec  $P_m$ , chargement permanent moyen

$P_c$ , amplitude du chargement cyclique

$Q_c$  capacité portante sous chargement statique

La plupart des travaux cités précédemment ont adopté cette équation pour estimer l'accumulation des déplacements permanents. On reviendra, au cours de la présentation de notre travail, sur la détermination des différents paramètres mentionnés. Il est important de signaler que l'élaboration de cette équation a été faite par Diyaljee and Raymond (1982) à la suite d'essais triaxiaux cycliques sur les ballasts, et que le même concept a été adopté à la fin des années 80 pour les pieux soumis à des chargements cycliques.

#### **VII.1.5. Diagramme de stabilité cyclique (Poulos, 1988a, Poulos, 1988b et Poulos, 1988c)**

Les résultats présentés ci-dessus montrent que le comportement des pieux sous chargement cyclique doit être étudié de près en vue d'assurer la bonne stabilité d'un ouvrage qui sera soumis à de telles sollicitations. A partir de la notion de diagramme de stabilité cyclique (Poulos, 1988) a quantifié la réponse d'un pieu à toutes combinaisons de chargement cyclique et de chargement permanent vertical. La figure VII.8 présente un schéma du diagramme de stabilité cyclique tel qu'il a été défini par Poulos.

Ce diagramme est composé de trois zones dans lesquelles le pieu se comporte différemment :

- \* Zone A : région stable dans laquelle le chargement cyclique n'a pas d'influence sur la capacité portante axiale du pieu.
- \* Zone B : région métastable dans laquelle le chargement cyclique va provoquer une certaine dégradation de la capacité axiale du pieu mais sans que ce dernier puisse se rompre.
- \* Zone C : région instable dans laquelle le chargement cyclique va avoir une forte influence sur la capacité axiale du pieu en provoquant la rupture de ce dernier.

On précise que l'auteur estime que le pieu atteint la rupture sous chargement cyclique (et donc il le classe dans la zone instable) quand l'accumulation des déplacements permanents dépassent 1/10 du diamètre.

La zone instable est limitée par deux « droites » théoriques. L'idée de limiter la zone instable par deux droites vient du fait que, pour toutes combinaisons d'amplitude cyclique et de chargement permanent qui dépassent la capacité portante monotone, le pieu va subir des grands déplacements dès les premiers cycles. La droite limite en compression est obtenue de la manière suivante :

- pour  $P_0=Q_c$ , la rupture brusque est obtenue pour  $P_c=0$
- pour  $P_0=0$ , la rupture brusque est obtenue pour  $P_c= Q_c$

La droite limite en compression est donnée par  $\frac{P_0}{Q_c} + \frac{P_c}{Q_c} = 1$

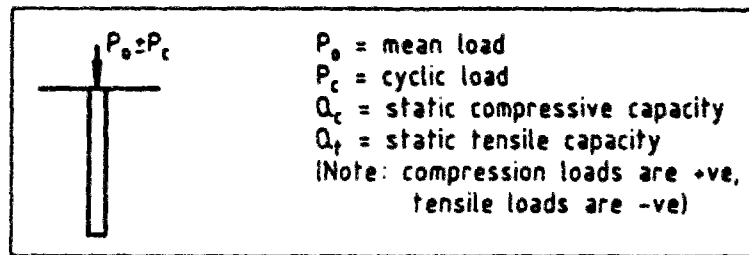
La droite limite en traction est obtenue par :

- pour  $P_0=Q_t$ , la rupture brusque est obtenue pour  $P_c=0$
- pour  $P_0=0$ , la rupture brusque est obtenue pour  $P_c= Q_t$

La droite limite en traction s'écrit donc :  $\frac{P_0}{Q_c} - \frac{P_c}{Q_c} = -\frac{Q_t}{Q_c}$

L'intersection de ces deux droites est le point F  $((Q_c-Q_t)/2 ; (Q_c+Q_t)/2)$ .

Les combinaisons de charge situées à droite de F provoquent la rupture en compression, tandis qu'à gauche de F, on a une rupture en traction.



Zone A: cyclically stable. No reduction of load capacity after N cycles  
 Zone B: cyclically metastable. Some reduction of load capacity after N cycles  
 Zone C: cyclically unstable. Failure within N cycles or less

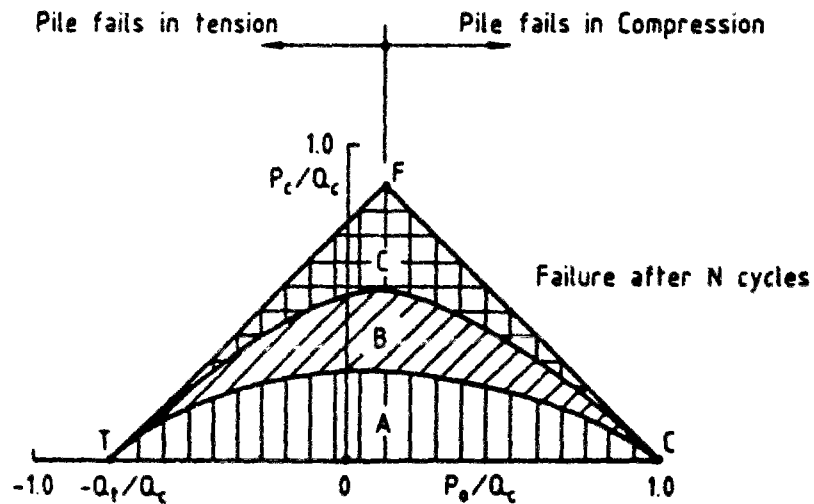


Figure VII.8 Diagramme de stabilité cyclique (Poulos, 1988a et Poulos, 1988b)



## VII.2. OBJECTIFS DU TRAVAIL

Les éléments bibliographiques présentés ci-dessus ont montré la nécessité d'étudier les conséquences d'un chargement cyclique sur le comportement des pieux et des micropieux. Les objectifs que nous nous sommes fixés pour ce travail découlent directement de ces éléments bibliographiques, tout en sachant que le travail présenté ci-dessous ne constitue qu'un premier pas dans un domaine de recherche complexe.

On a pu voir que peu de travaux ont été publiés en France dans le domaine. L'étude de ce problème pour un sable siliceux de référence tel que le sable de Fontainebleau apparaît donc intéressante.

On a réalisé, au cours de ce travail, des essais à chargement contrôlé et à déplacement contrôlé. Les premiers ont eu pour objectif d'étudier dans un premier temps l'accumulation des déplacements permanents et, suivant l'ampleur de ces derniers, de classer l'essai en question dans une zone stable ou instable. Ces résultats ont permis d'élaborer un diagramme de stabilité cyclique correspondant à nos modèles de pieux forcés dans le sable de Fontainebleau.

Notre idée est de pouvoir aller plus loin que l'élaboration d'un simple diagramme de stabilité cyclique prenant en compte des grandeurs globales liés à notre modèle, et de proposer des règles en termes de résistances unitaires (frottement latéral et résistance en pointe), plus utiles pour le dimensionnement de pieux réels.

Les essais à déplacement contrôlé ont eu pour objectif d'étudier les phénomènes de dégradation en fonction de l'amplitude de déplacement imposée. On a voulu non seulement étudier l'ampleur de la dégradation du frottement latéral dans un massif de sable siliceux mais aussi donner des éléments sur la possible dégradation de la résistance en pointe au cours des cycles. En ce qui concerne cette dernière, l'existence ou non d'une dégradation est toujours l'objet d'interrogations.

### VII.3. PROGRAMME D'ESSAIS

L'ensemble des essais réalisés pour cette étude sont récapitulés dans le tableau VII.1 avec les caractéristiques de ces essais. Pour tous les essais, on a gardé le même état initial du massif ( $I_D=0,5$ ,  $\sigma'_v=250$  kPa,  $\sigma'_h=100$  kPa). Six massifs ont été reconstitués, un même massif pouvant correspondre à plusieurs essais.

La capacité portante en compression du micropieu isolé est de 6,5 kN (environ 30 kN pour l'essai sur la cellule élémentaire de 5 modèles) et sa capacité portante en traction est de 1,7 kN.

Essai	$I_D$	$\sigma'_v$ kPa	$\sigma'_h$ kPa	Type	$\frac{P_m}{Q_c}$	$\frac{P_c}{Q_c}$	$\frac{P_m}{Q_t}$	$\frac{P_c}{Q_t}$	$\rho$ mm	N
CIC1	0,5	250	100	FC	0,5	0,3	-	-	-	3
CIC2	0,5	250	100	FC	0,5	0,2	-	-	-	50
CIC3	0,5	250	100	FC	0,3	0,1	-	-	-	50
CIC4	0,5	250	100	FC	0,3	0,3	-	-	-	50
CIC5	0,5	250	100	FC	0,4	0,3	-	-	-	50
CIC6	0,5	250	100	FC	0,4	0,4	-	-	-	33
CIC7	0,5	250	100	FT	-0.123	0.074	0,47	0,28	-	50
CIC8	0,5	250	100	FT	-0.123	0.1	0,47	0,38	-	50
CIC9	0,5	250	100	DC	-	-	-	-	$\pm 1$	42
CGC1	0,5	250	100	FC	0,5	0,2	-	-	-	15
CGC2	0,5	250	100	FC	0,5	0,3	-	-	-	50
CGC3	0,5	250	100	FC	0,5	0,4	-	-	-	53

*Tableau VII.1 Caractéristiques des essais cycliques réalisés.*

Sur les 6 massifs réalisés, 5 correspondent à des essais à chargement contrôlé et un a été réalisé à déplacement contrôlé.

Prenons la première colonne de ce tableau. La dénomination des essais est faite sur la base suivante : la lettre C correspond à des essais réalisés en chambre d'étalonnage. La lettre I correspond à des essais réalisés sur des modèles isolés. Elle est remplacée par la lettre G dans les trois dernières colonnes. Cette lettre G correspond aux essais sur des groupes élémentaires de 5 modèles. La troisième lettre C signifie qu'il s'agit d'essais réalisés sous sollicitation cyclique.

Les trois colonnes qui suivent sont l'indice de densité, la contrainte verticale appliquée sur le massif et la contrainte horizontale. La quatrième colonne nous informe s'il s'agit d'un essai à force contrôlé ou à déplacement contrôlé, en compression ou en traction. FC correspond à un essai à force contrôlé en compression, FT en traction, DC à déplacement contrôlé avec chargement initial en compression. Les quatre colonnes qui suivent donnent les caractéristiques des essais réalisés à charge contrôlée ; la charge moyenne normalisée par la capacité portante en compression et en traction et la charge cyclique normalisée de la même manière. L'avant-dernière colonne est l'amplitude du déplacement cyclique imposé pour l'essai réalisé à déplacement contrôlé. La dernière colonne correspond au nombre de cycles réalisés.

Dans un essai à chargement contrôlé, on charge statiquement le pieu jusqu'à une valeur de chargement moyen  $P_m$ . Le chargement cyclique est ensuite appliqué avec une amplitude donnée  $P_c$  et un nombre de cycle  $N$ . Les essais à chargement contrôlé deviennent des essais dangereux si l'on travaille à l'aveuglette. En effet, le vérin MTS répond à notre commande et il se déplace sans limite pour réaliser la commande en force. Pour nos essais, le problème ne se posait pas puisque la capacité portante de notre inclusion en compression statique  $Q_c$  et en traction statique  $Q_t$  est déterminée à l'avance et les charges  $P_m$  et  $P_c$  sont imposées par rapport à ces valeurs limites.

L'ensemble des résultats obtenus doivent nous permettre d'atteindre les objectifs mentionnés ci-dessus concernant le diagramme de stabilité cyclique, l'accumulation des déplacements permanents et la dégradation des caractéristiques mécaniques des pieux après avoir été soumis à des chargements cycliques.

## **VII.4. PRESENTATION ET INTERPRETATION DES ESSAIS SUR DES MODELES ISOLES : ESSAIS CYCLIQUES A CHARGEMENT CONTRÔLE**

La plupart de nos essais ont été réalisés sous chargement de compression, deux essais sont effectués pour comprendre le comportement en traction et pour délimiter si possible les zones de stabilité ou d'instabilité sous chargement cyclique en traction. On va d'abord présenter et interpréter les résultats sous chargement cyclique en compression. On s'intéressera ensuite aux résultats obtenus sous chargement cyclique en traction.

### **VII.4.1. Essais sous sollicitation cyclique en compression**

#### **VII.4.1.1. Résultat typique**

On présente dans ce paragraphe un résultat typique obtenu sous chargement cyclique de compression. Il s'agit de l'essai CIC5 (tableau VII.1). On rappelle que cet essai concerne un modèle de micropieu foncé dans un massif de sable de Fontainebleau reconstitué à un indice de densité moyen de 0,5. La contrainte verticale appliquée est de 250 kPa et la contrainte horizontale est 100 kPa ( $K_0=0,4$ ). La charge moyenne imposée est de  $0,4 Q_c$  et la charge cyclique est de  $0,3 Q_c$ . Le nombre de cycles appliqué est de 50.

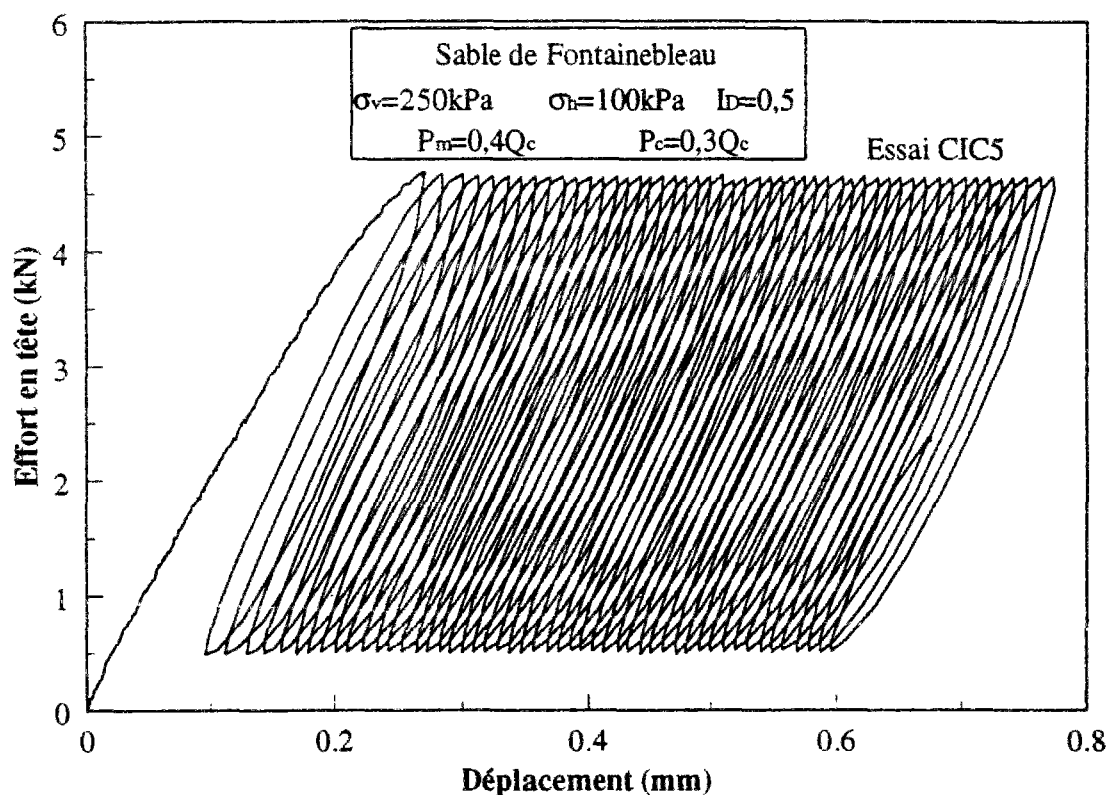
La figure VII.9 présente les mesures enregistrées en tête du modèle au cours de l'essai de chargement. La figure VII.10 présente la mobilisation du frottement latéral (figure VII.10(a)) et de la résistance en pointe (figure VII.10(b)) en fonction du déplacement au cours du chargement cyclique.

Sur la figure VII.10(a), on remarque une diminution du frottement latéral mobilisable avec le nombre de cycles avec mobilisation de frottement négatif au points les plus bas des cycles (charge en tête 0,6 kN). Entre le début du chargement cyclique et la fin du cinquantième cycle, le frottement latéral a diminué d'environ 13% (il passe de 85,4 kPa à 73,8 kPa).

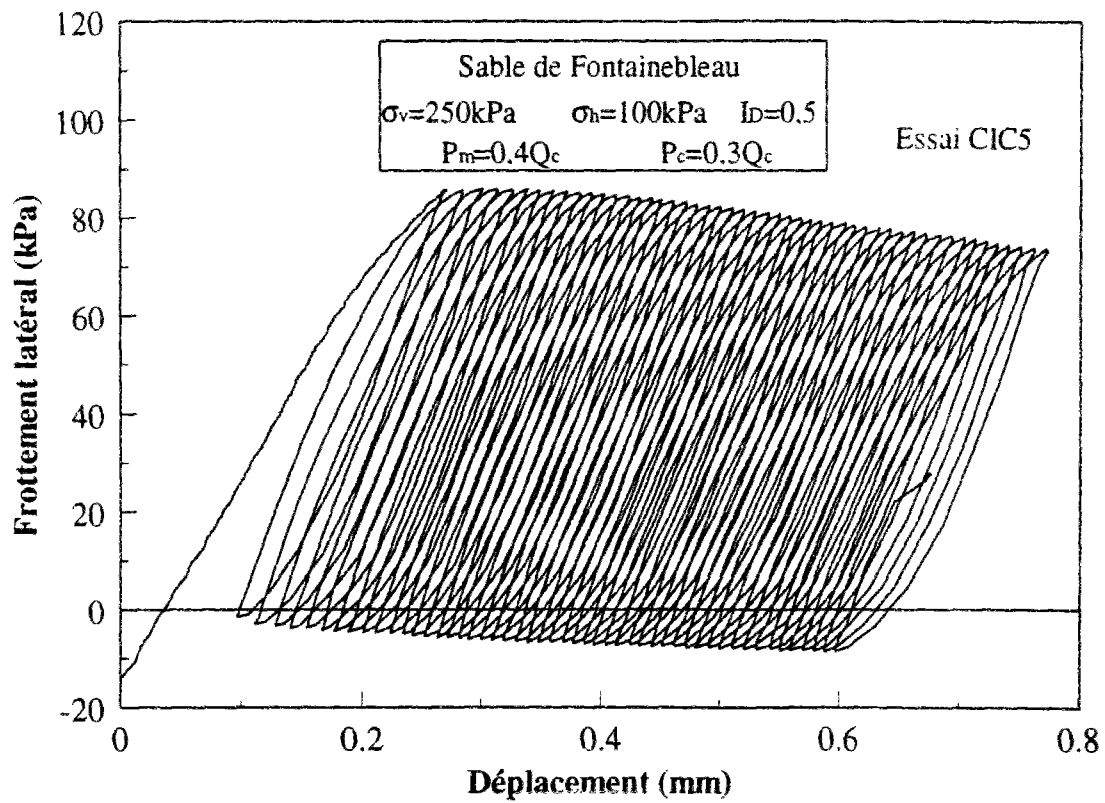
On constate sur la figure VII.10(b) une augmentation de la résistance en pointe mobilisable avec le nombre de cycles. Entre le début du chargement cyclique et la fin du cinquantième cycle, la résistance en pointe a augmenté de 16% (elle passe de 5,43 MPa à 6,3 MPa). Cette

augmentation est due à une densification continue du massif de sol situé au dessous de la pointe. Cette densification s'explique assez bien à partir de l'état initialement lâche du massif ( $I_D=0.5$ ). Il serait intéressant de réaliser des essais à des densités plus fortes afin de voir si l'on constaterait le même type de phénomène, ou si, au contraire, on aurait une dégradation de la résistance en pointe.

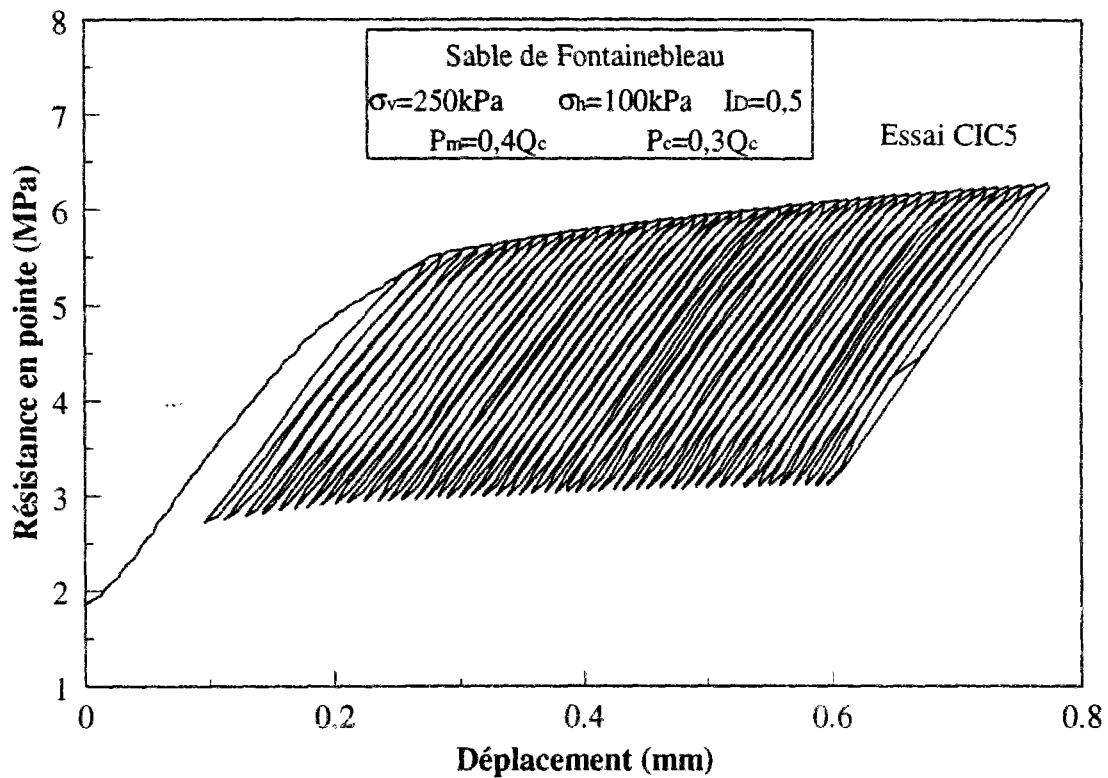
Sur ces figures, on observe une nette accumulation des déplacements. Au bout des 50 cycles, le pieu a accumulé un déplacement d'environ 0,55 mm (2,75% de  $d$ ) par rapport au déplacement mobilisé avant le chargement cyclique. La figure VII.11 présente l'évolution de cette accumulation en fonction du nombre de cycles.



**Figure VII.9 Evolution de l'effort en tête du modèle avec le déplacement pour l'essai CIC5**

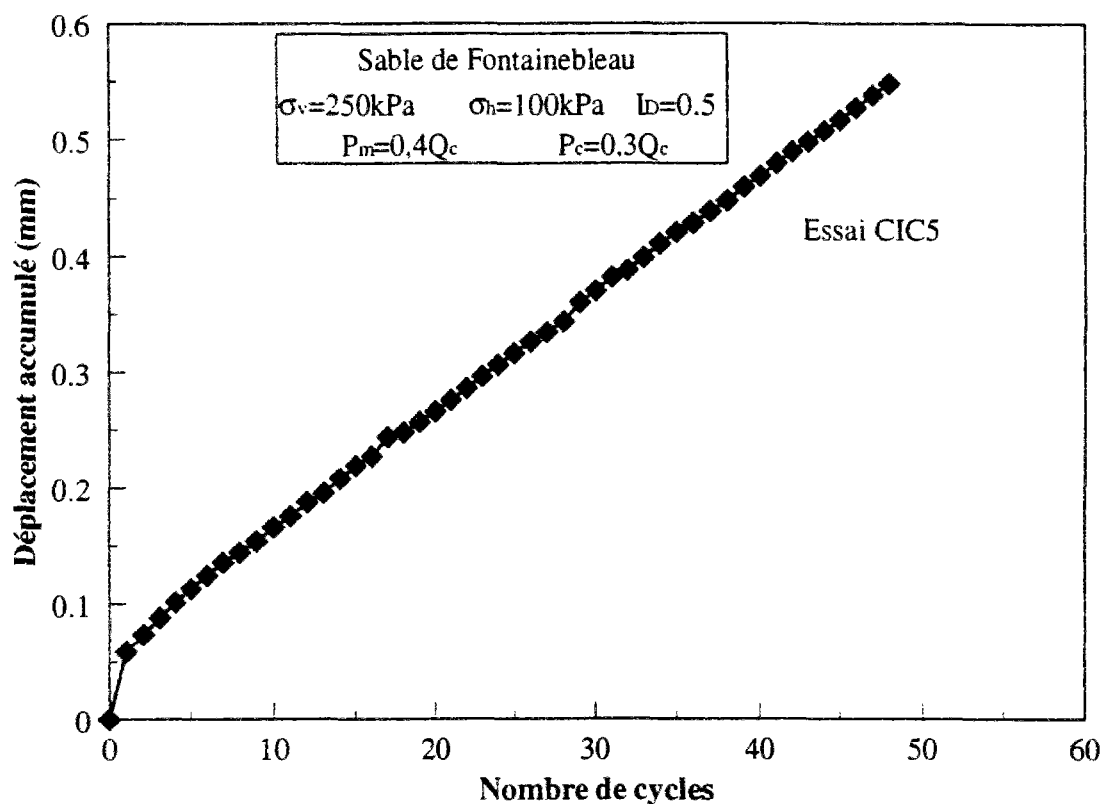


(a)



(b)

**Figure VII.10 Mobilisation du frottement latéral (a) et de la résistance en pointe (b) au cours du chargement cyclique ; Essai CIC5**



**Figure VII.11 Evolution du déplacement permanent en fonction du nombre de cycles**

On constate sur la figure VII.11 une augmentation continue et quasi-linéaire du déplacement permanent avec le nombre de cycles. On n'observe pas sur cette courbe de tendance à atténuation des déplacements permanents, ce qui peut nous permettre d'évaluer de grands déplacements permanents pour un plus grand nombre de cycles (accumulation probable de 10% de  $d$  pour un nombre de cycles de l'ordre de 200).

Dans le but de déterminer un diagramme de stabilité cyclique pour un nombre de cycles donné (dans notre cas 50), cet essai va nous permettre de déterminer un point de la zone métastable, c'est à dire la zone où le pieu subit des dégradations et des accumulations de déplacements permanents sans atteindre la rupture. En fait, cette zone métastable est une zone d'instabilité "retardée".

L'essai présenté est représentatif de la plupart des essais analogues réalisés, pour lesquels on a observés des comportements très similaires. On a cependant constaté, sur les résultats des essais CIC4 et CIC6 des évolutions qui vont dans le sens contraire à ce qui a été signalé ci-

dessus à savoir une dégradation de la résistance en pointe et une amélioration du frottement latéral. On reviendra sur ces résultats au paragraphe VII.4.1.4.

#### **VII.4.1.2 Influence de la charge moyenne $P_m$ sur le comportement et la stabilité du pieu modèle**

On rappelle que l'essai CIC5 présenté au paragraphe VII.4.1.1 a été réalisé sous la combinaison suivante de chargement :  $P_m=0,4Q_c$  et  $P_c=0,3Q_c$ . A partir des résultats de l'essai CIC1, on aura une première idée sur l'influence de la charge moyenne  $P_m$  sur le comportement du pieu sous chargement cyclique. En effet, la charge moyenne imposée est de  $0,5 Q_c$  et l'amplitude de la charge cyclique est  $0,3 Q_c$ .

Dans ce paragraphe, on présente tout d'abord les résultats de l'essai CIC1 et on essaie ensuite de donner quelques éléments de comparaison avec l'essai CIC5.

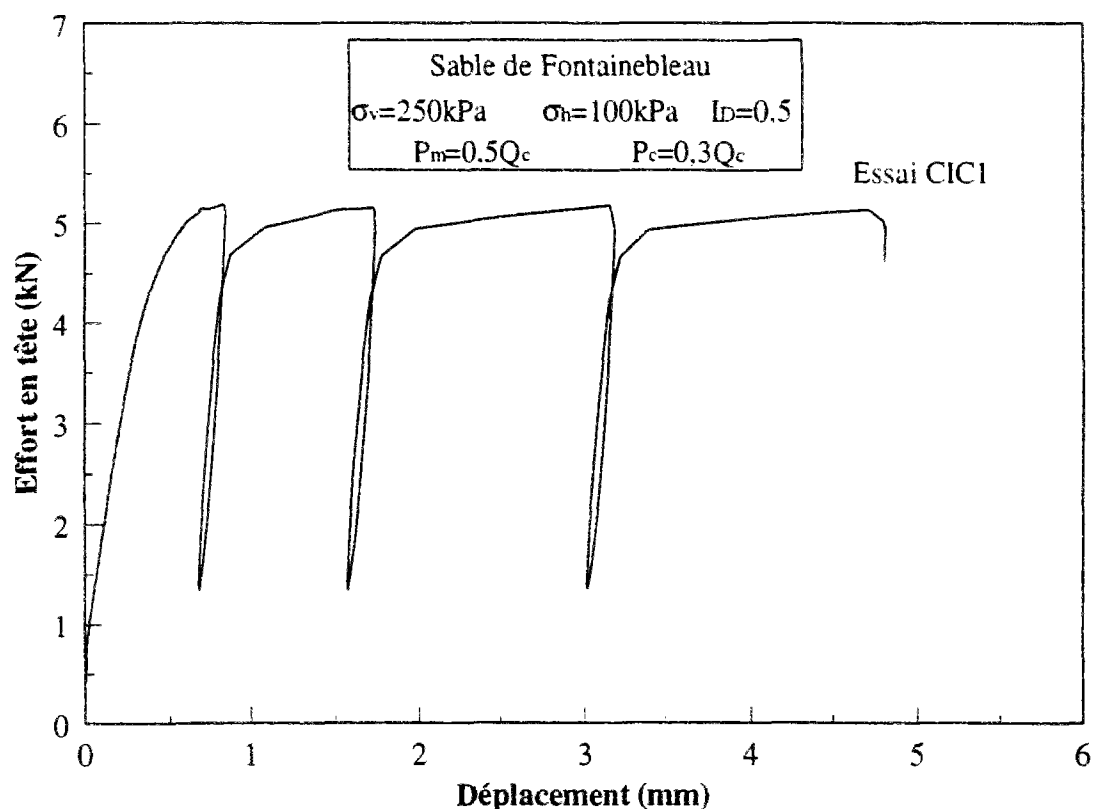
La figure VII.12 présente l'évolution de l'effort en tête en fonction du déplacement et ceci pour 3 cycles. La figure VII.13 présente la réponse de l'inclusion en termes de frottement latéral et de résistance en pointe.

La courbe de mobilisation du frottement latéral est caractérisée par une nette dégradation. Le frottement latéral mesuré au début du chargement cyclique est de 95 kPa. et l'on enregistre ensuite successivement 86, 72 et 62 kPa au maximum des cycles suivants. Au troisième cycle, le frottement latéral a déjà perdu 35% de sa valeur.

En ce qui concerne la résistance en pointe, une nette amélioration est enregistrée. La résistance en pointe mesurée au début du chargement cyclique est de 7,3 MPa, puis on enregistre successivement 8,1, 8,7 et 9 MPa au maximum des cycles suivants. Au troisième cycle, la résistance en pointe se trouve augmentée de 23%.

Sur l'ensemble de ces résultats, on remarque clairement la forte accumulation des déplacements permanents. Au premier cycle, le modèle a accumulé 0,52 mm (2,6% de  $d$ ), au deuxième cycle 1,4 mm (7% de  $d$ ) et au troisième cycle 2,86 mm (14,3% de  $d$ ). Cet essai sera classé sans aucun doute dans la zone instable de notre diagramme de stabilité.





**Figure VII.12 Evolution de l'effort en tête du modèle avec le déplacement pour l'essai CICI**

Désormais, il est temps de tirer quelques conclusions concernant l'influence de la charge moyenne par comparaison avec les résultats de l'essai CICI5 présenté au paragraphe VII.4.1.1. En se basant sur les résultats présentés sur les figures VII.9 et VII.10 d'une part et ceux présentés sur les figures VII.12 et VII.13 d'autre part, on peut faire les remarques suivantes :

1. En ce qui concerne l'effet de l'augmentation de la charge moyenne sur le frottement latéral et la résistance en pointe, on a vu que le taux de dégradation pour le frottement latéral augmente avec l'augmentation de la charge moyenne (13% et 35%). Le taux d'augmentation de la résistance en pointe augmente avec l'augmentation de la charge moyenne (16% et 23%).
2. L'impact de l'augmentation de la charge moyenne de  $0.4Q_c$  à  $0.5 Q_c$  est fortement ressenti sur l'accumulation des déplacements permanents. Dans le premier cas, on accumule 0,5 mm (0,025d) au bout de 50 cycles, et dans le deuxième, on accumule 2.86 mm (environ 0,15d) au bout du troisième cycle.

3. Une faible augmentation de la charge moyenne peut donc avoir des conséquences graves sur le comportement des pieux sous chargement cyclique.

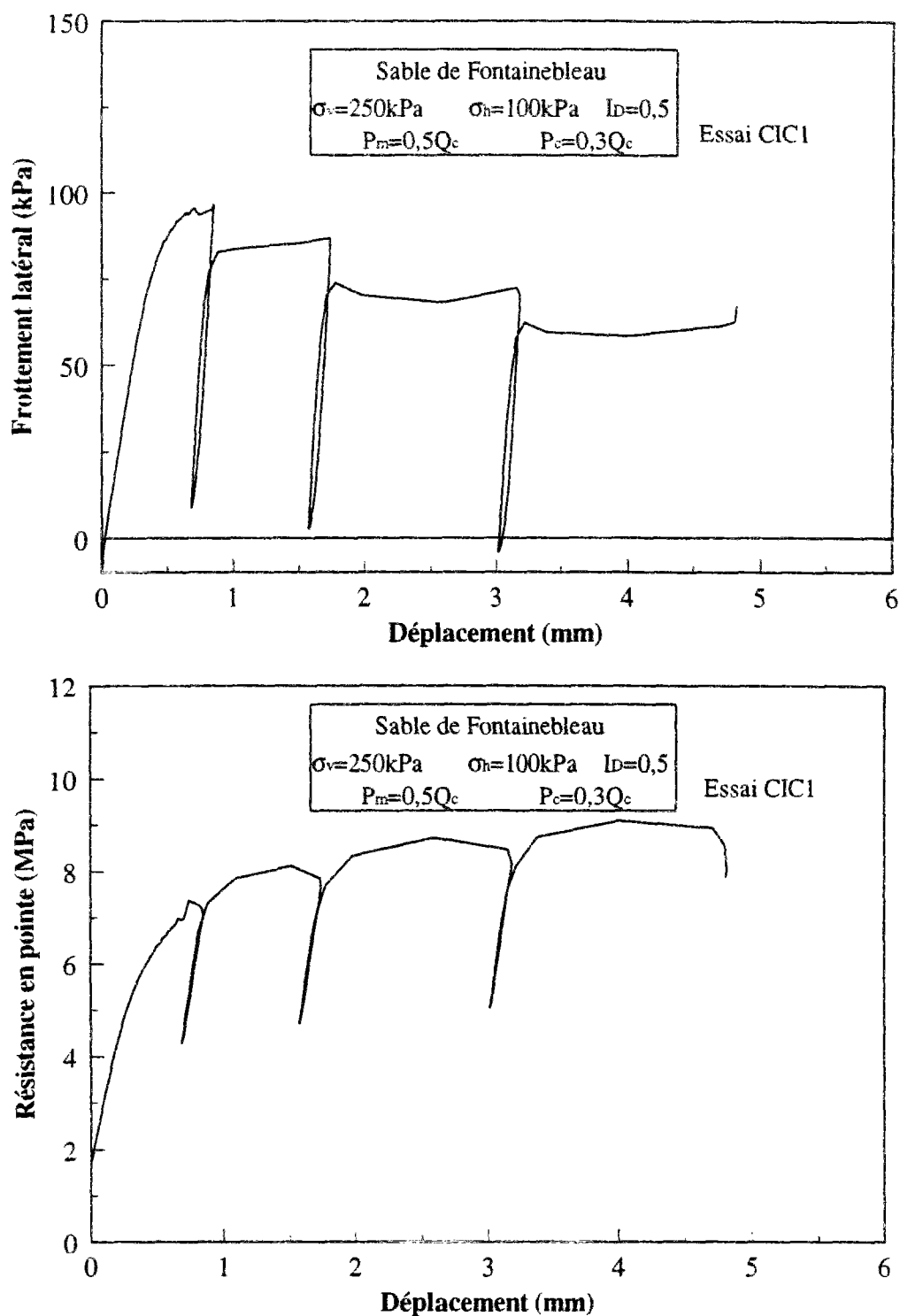
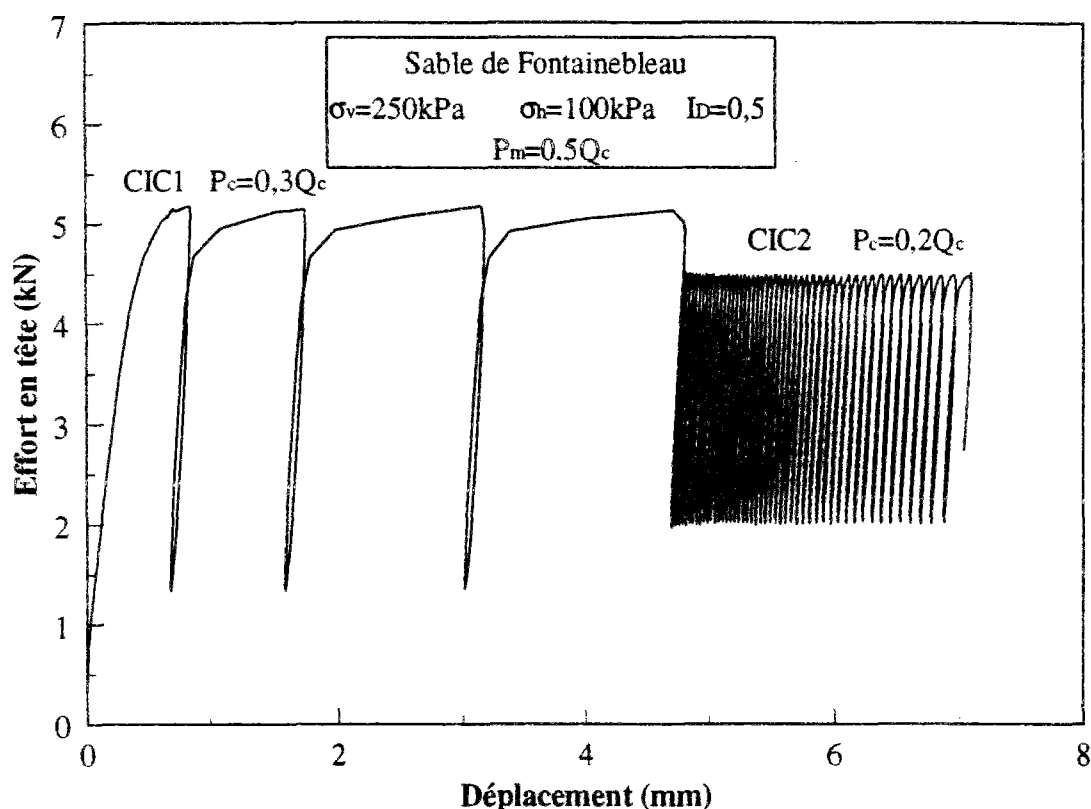


Figure VII.13 Mobilisation du frottement latéral et de la résistance en pointe au cours du chargement cyclique pour l'essai C1C1

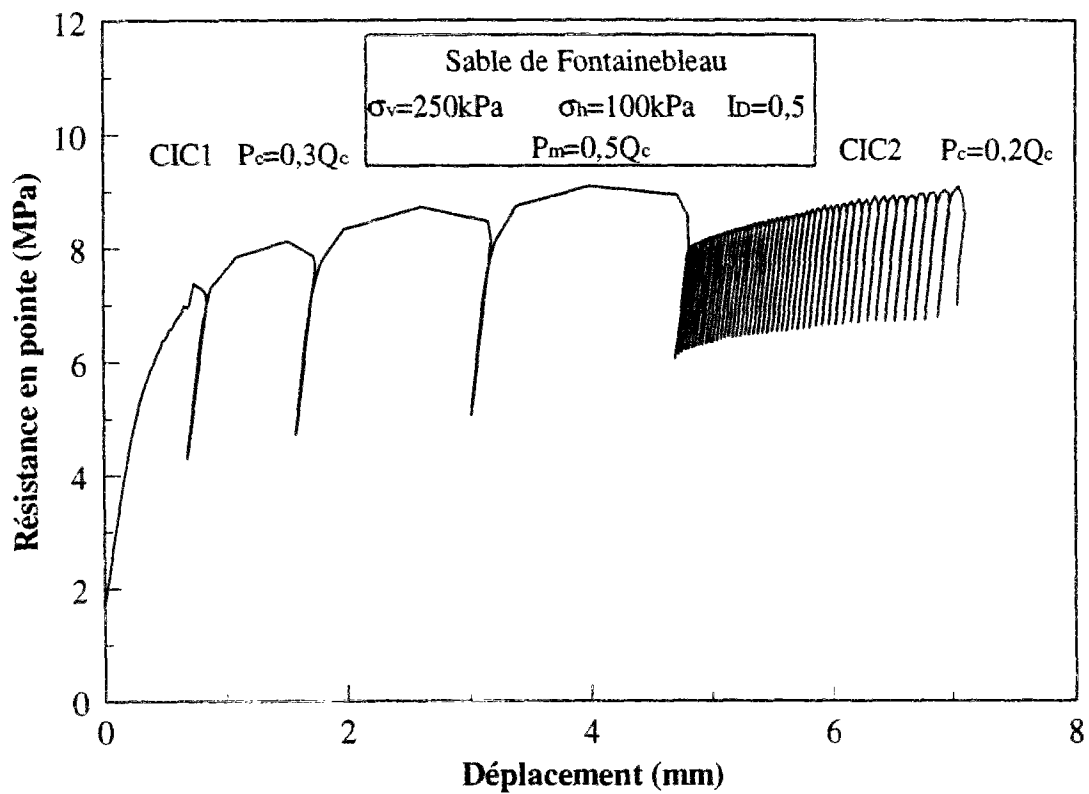
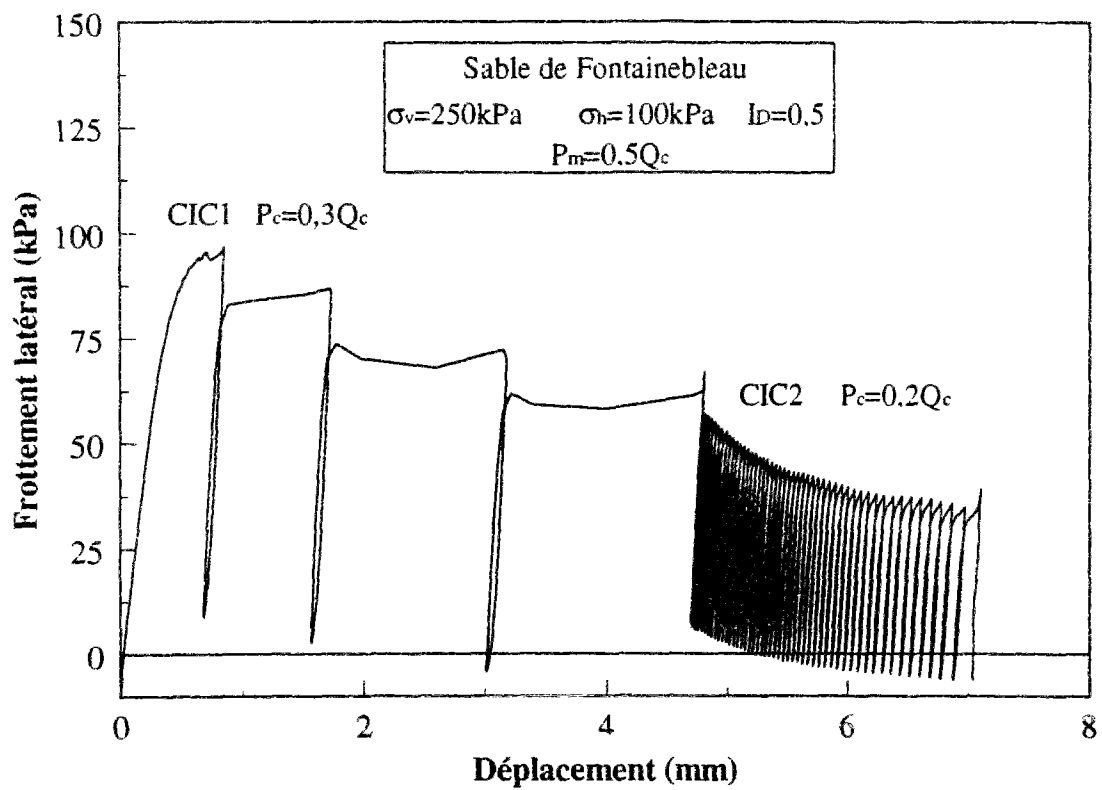
### VII.4.1.3. Influence de l'amplitude cyclique sur le comportement et la stabilité du pieu modèle

Dans ce paragraphe on compare les résultats des essais CIC2 et CIC1 pour mettre en évidence l'influence de l'amplitude cyclique sur le comportement du pieu modèle, en termes de conséquences résultantes sur la stabilité du pieu et son classement par rapport au diagramme de stabilité cyclique. L'essai CIC2 a été réalisé avec la même charge moyenne que l'essai CIC1 ( $0.5Q_c$ ). L'amplitude cyclique, quant à elle, est de  $0.2Q_c$  ( $0.3Q_c$  pour CIC1). On signale que l'essai CIC2 est réalisé à la suite de l'essai CIC1.

La figure VII.14 présente la comparaison en terme d'effort en tête entre les deux essais. La figure VII.15 présente la comparaison en terme de mobilisation du frottement latéral et de la résistance en pointe.



**Figure VII.14** Evolution de l'effort en tête du modèle avec le déplacement ; comparaison entre l'essai CIC1 et l'essai CIC2



*Figure VII.15 Mobilisation du frottement latéral et de la résistance en pointe au cours du chargement cyclique ; comparaison entre l'essai CIC1 et l'essai CIC2*

Qualitativement, on n'observe pas de différences fondamentales. On constate toujours une dégradation du frottement latéral et une augmentation de la résistance en pointe. Le frottement latéral mesuré au début du chargement cyclique est de 66 kPa, et diminue jusqu'à 39 kPa au bout de 50 cycles. Une dégradation de 40% est enregistrée. En ce qui concerne la résistance en pointe, on mobilise 8 MPa au début du chargement cyclique et 9 MPa au bout de 50 cycles, correspondant à une augmentation de 12,5%.

Il est aussi intéressant de s'intéresser aux déplacements permanents avec une accumulation de 2.2 mm (0.11d) en fin de chargement cyclique.

Par rapport à l'essai CIC1, l'essai CIC2, caractérisé par une faible diminution de l'amplitude cyclique, nous permet de faire les remarques suivantes :

1. Les résultats obtenus concernant le taux de dégradation du frottement latéral donne une variation de 35% et 40%. Par ailleurs, le taux d'augmentation de la résistance en pointe varie de 23% à 12,5%.
2. Une faible diminution de l'amplitude cyclique a eu une grande influence sur l'accumulation des déplacements permanents. Au cours de l'essai CIC1, on a accumulé, au bout de trois cycles, environ 0,15d de déplacements permanents. Au cours de l'essai CIC2 on a accumulé au bout de 50 cycles un déplacement permanent de 0,11d.

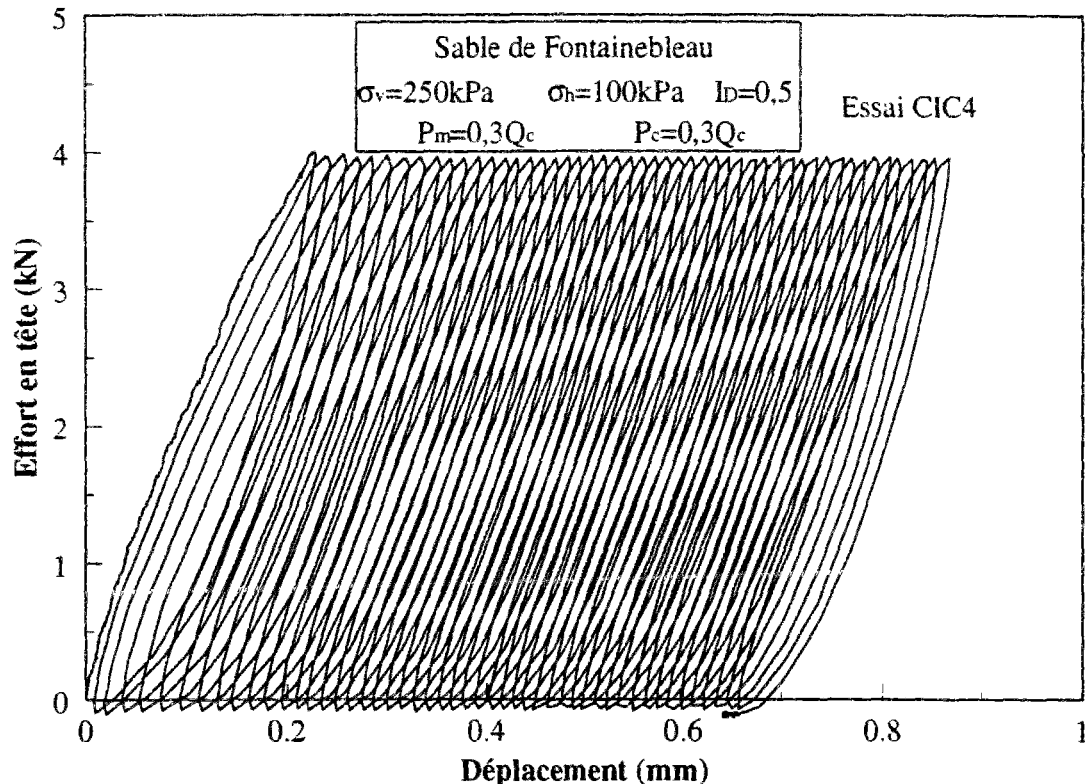
Cet essai sera probablement classé dans la zone métastable (proche de la zone instable) du diagramme de stabilité cyclique. Il est vrai que l'accumulation des déplacements permanents est légèrement supérieure à 1/10 du diamètre, mais cette accumulation peut être accentuée par les grands déplacements accumulés au cours de l'essai qui a précédé l'essai en question.

#### **VII.4.1.4. Essais à charge moyenne égale à l'amplitude cyclique**

Dans ce paragraphe, on présente deux résultats qui méritent une attention particulière. Il s'agit des essais CIC4 et CIC6. Dans l'essai CIC4, le pieu modèle est soumis à la même charge moyenne initiale que la charge cyclique appliquée ensuite ( $0,3Q_c$ ). Dans l'essai CIC6, on a la même configuration avec une charge moyenne de  $0,4Q_c$  égale à la charge cyclique. Dans les deux essais, aux points le plus bas des cycles, le pieu modèle est complètement déchargé.

### Essai CIC4

La figure VII.16 présente l'évolution de la charge en tête en fonction du déplacement. La figure VII.17 présente la mobilisation du frottement latéral et de la résistance en pointe.

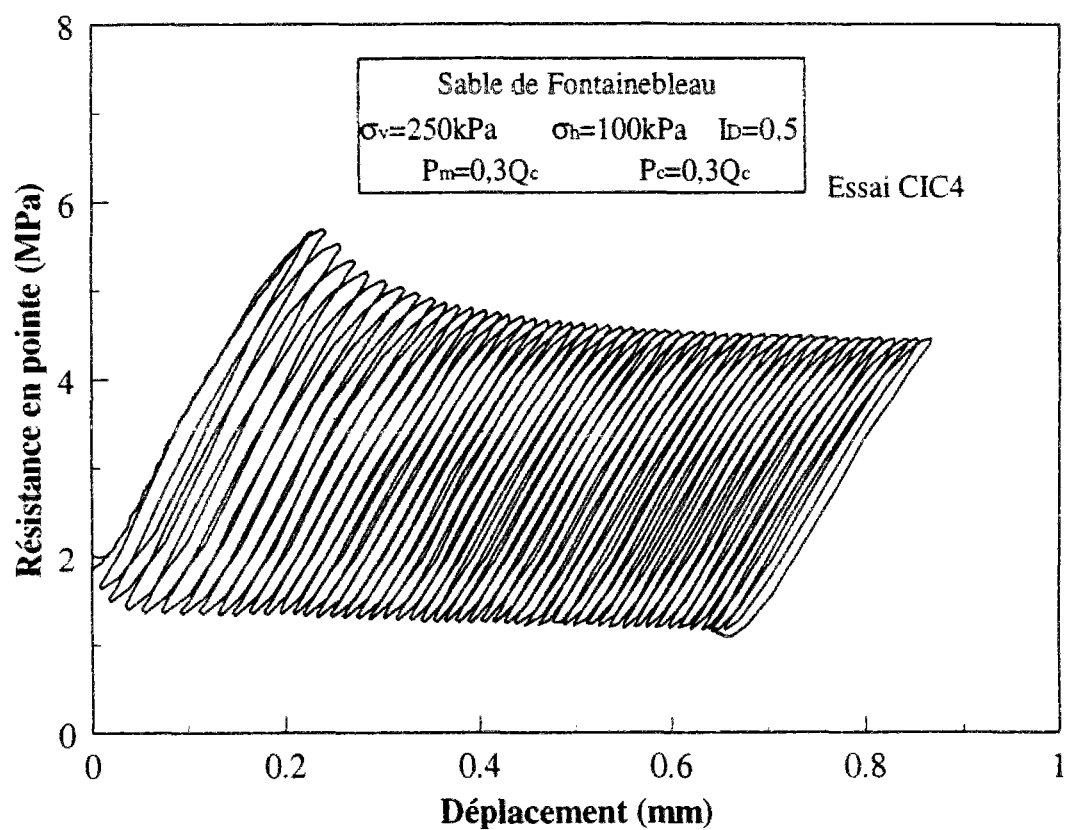
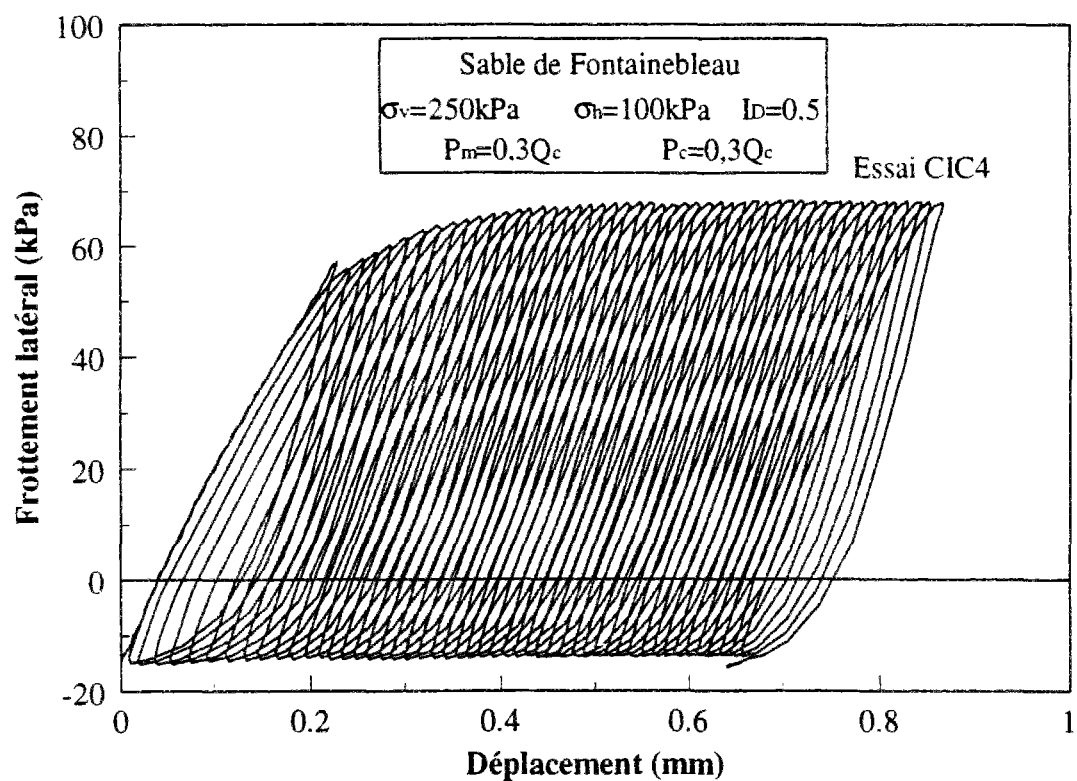


**Figure VII.16 Evolution de l'effort en tête du modèle avec le déplacement ; Essai CIC4**

La plupart des essais présentés dans les paragraphes précédents ont montré une dégradation du frottement latéral et une amélioration de la résistance en pointe. Par contre, la figure VII.17 montre des allures qui vont en sens contraire.

Le frottement latéral augmente avec le nombre de cycles pour pratiquement se stabiliser au bout de 15 cycles. Quant à la résistance en pointe, elle diminue et se stabilise en même temps que le frottement latéral.

Au début du chargement cyclique, on mesure un frottement latéral de 57 kPa, le frottement mesuré étant de 68 kPa au bout de 50 cycles. Une augmentation d'environ 19% est notée. La résistance en pointe varie de 5,7 MPa à 4,5 MPa, correspondant à une diminution de 21%.



**Figure VII.17 Mobilisation du frottement latéral et de la résistance en pointe au cours du chargement cyclique ; Essai CIC4**

La dégradation de la résistance en pointe peut être expliquée par un relâchement du massif provoqué par le déchargement du modèle.

On peut par ailleurs, remarquer une accumulation modeste et régulière des déplacements permanents. Au bout de 50 cycles, le pieu modèle a accumulé 0,63 mm (0,031d).

### Essai CIC6

La figure VII.18 présente les courbes de mobilisation de la résistance en pointe et du frottement latéral correspondant à cet essai. Les mesures réalisées en tête du modèle sont pratiquement semblables à celles présentées sur la figure VII.16.

La réponse en terme de frottement latéral montre une faible augmentation lors des premiers cycles suivie d'une dégradation. Si l'on joint les pics de tous les cycles, on trouve une courbe avec un léger maximum suivi d'un radoucissement.

En ce qui concerne la résistance en pointe, on constate une faible dégradation lors des premiers cycles et suivie par une tendance à réaugmentation à partir du 20<sup>ème</sup> cycle.

Par ailleurs, on constate sur la figure VII.18 une accumulation significative des déplacements permanents. Entre le début du chargement cyclique et la fin du 33<sup>ème</sup> cycle on a accumulé 2 mm (0,10d). Ce qu'on peut remarquer par rapport à l'essai précédent, c'est une accumulation qui n'est pas régulière.

La figure VII.19 présente l'évolution des déplacements permanents en fonction du nombre de cycles.

On met en évidence une évolution linéaire des déplacements permanents en fonction du nombre de cycles, et ceci pour les 20 premiers cycles. Ensuite, on constate un changement de pente rendant compte d'un taux plus élevé d'augmentation des déplacements permanents. Le pieu modèle entre alors dans une phase d'instabilité.



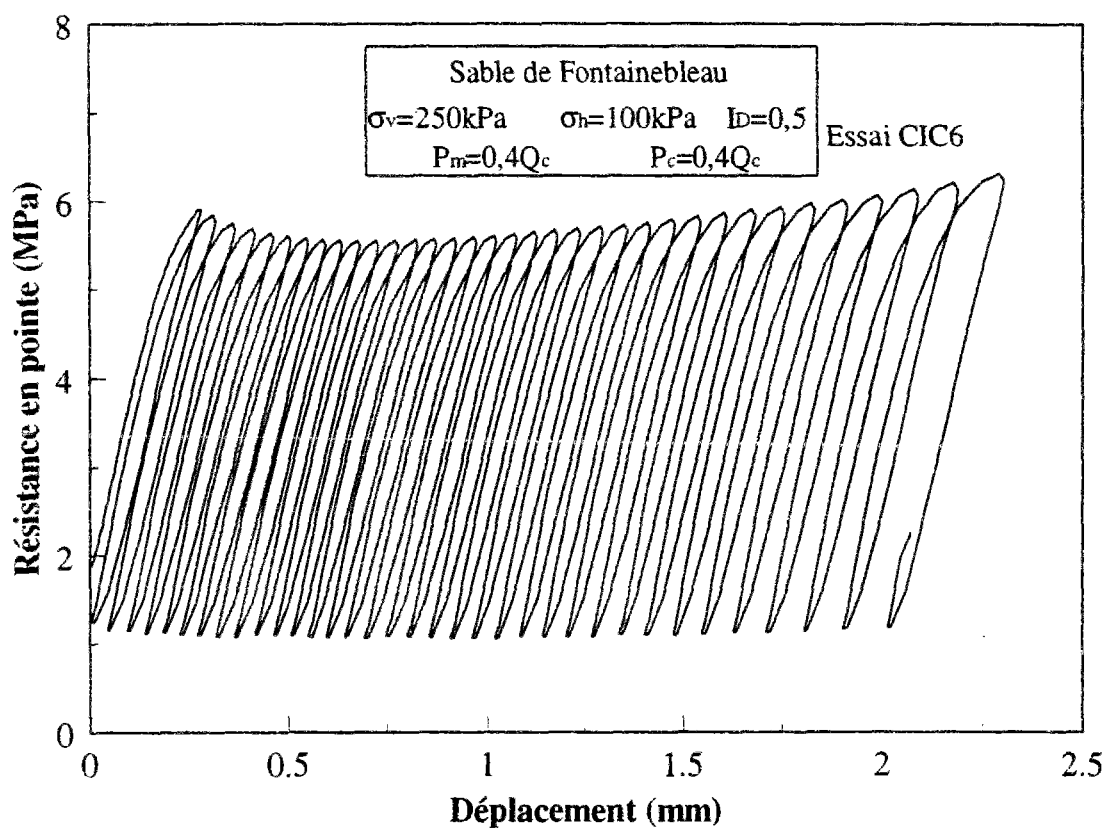
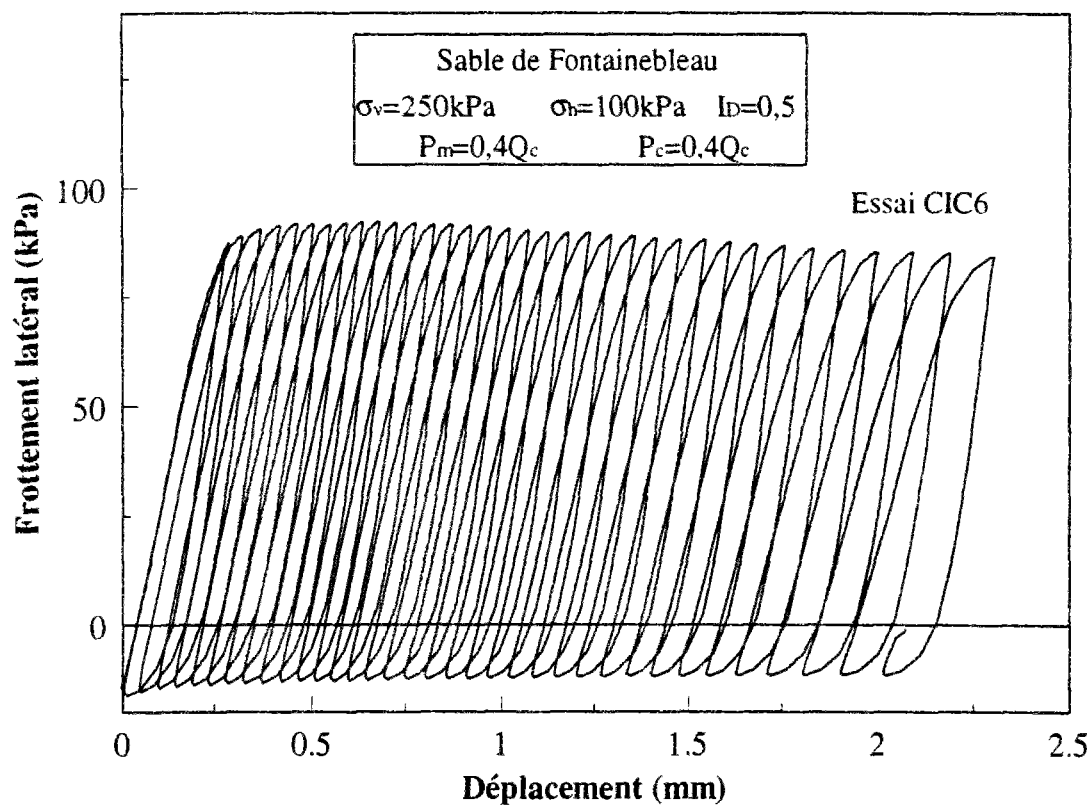


Figure VII.18 Mobilisation du frottement latéral et de la résistance en pointe au cours du chargement cyclique ; Essai CIC6

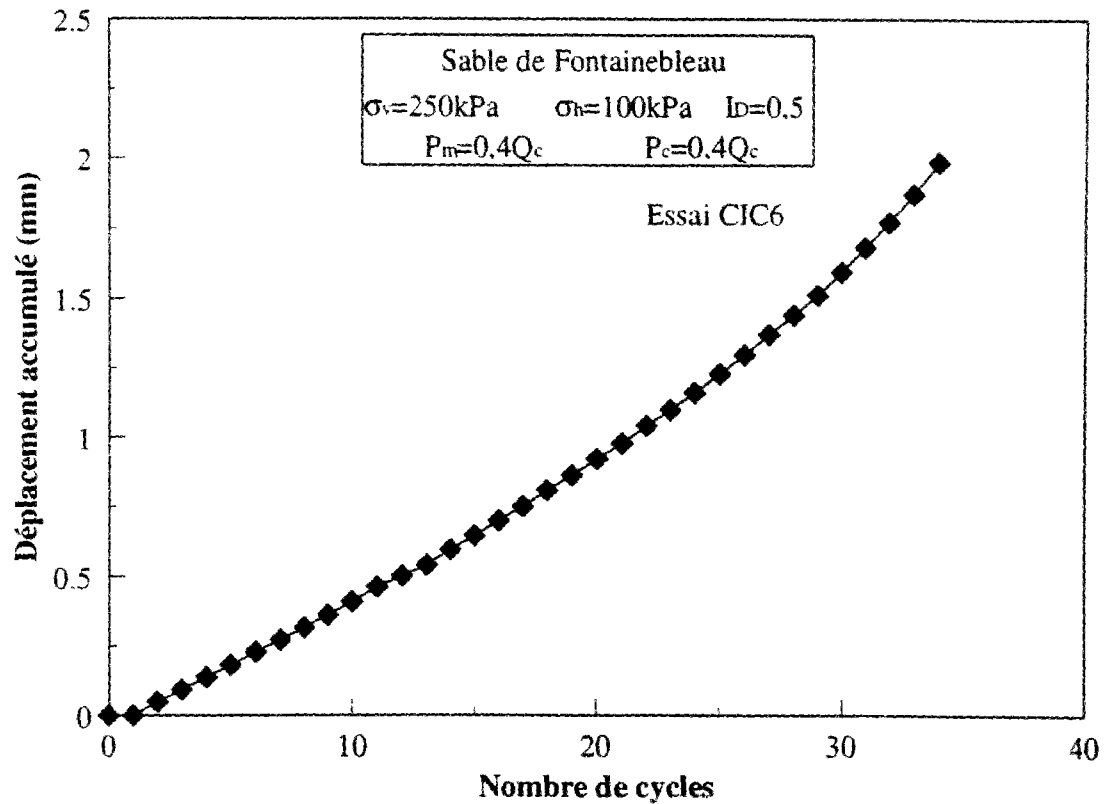


Figure VII.19 Evolution du déplacement permanent avec le nombre de cycles

#### VII.4.1.5. Représentation par l'équation de Diyaljee et Raymond (1982) des déplacements permanents

Dans la plupart des travaux liés à l'étude du comportement des pieux sous sollicitation cyclique, l'équation de Diyaljee and Raymond (1982) reste la plus utilisée. On cite entre autres Poulos and Lee, (1989), Lee and Poulos, (1990), Al-Douri and Poulos (1994b), Al-Douri and Poulos (1995).

Cette équation s'écrit sous la forme suivante (cf. paragraphe VII.1.4)

$$S_p/d = A \cdot e^{nx} \cdot N^m \quad [1]$$

On rappelle que cette équation a été déterminée à partir d'essais de compression.

##### Détermination de A, n, et m:

L'équation [1] peut aussi s'écrire sous la forme :

$$\ln(S_p) = \ln(A) + \ln(N^m) + nx \text{ pour } N \text{ cycles} \quad [2]$$

On fixe le nombre de cycles N, A est une constante, ce qui permet de tracer la droite  $\ln(S_p) = f(X)$ , n sera la pente de cette droite.

Pour M cycles, [1] s'écrit aussi sous la forme :

$$\ln(S_p) = \ln(A) + \ln(M^m) + nX \quad \text{pour M cycles, et pour un même taux de chargement X} \quad [3]$$

$$[3] - [2] \Rightarrow \ln(S_p) - \ln(S_p) = m(\ln M - \ln N)$$

On trace la droite  $\ln(S_p) = f(\ln(N))$  m sera la pente de cette droite.

m et n étant déterminés, on peut alors déterminer la valeur de A.

On présente dans le tableau VII.2 la quantification des déplacements permanents qu'on a faite pour des cycles donnés et ceci pour trois essais en compression sur des modèles isolés

Essai	X	Sp/d % (N=4)	Sp/d % (N=10)	Sp/d % (N=15)	Sp/d % (N=20)	Sp/d % (N=30)	Sp/d % (N=50)
CIC2	0.7	0,4	1,2	2	2,85	4,8	11,5
CIC4	0.6	0,3	0,8	1,1	1,4	2,03	3,1
CIC6	0.8	0,85	2,2	3,4	4,8	8,1	

**Tableau VII.2 Quantification des déplacements permanents pour les essais CIC2, CIC4 et CIC6**

A partir des valeurs présentées dans le tableau VII.2, on a pu déterminer les paramètres n et m en traçant les droites  $\ln(S_p) = f(x)$  (figure VII.20) et  $\ln(S_p) = f(\ln(N))$  (figure VII.21). Le paramètre n est ainsi quantifié et il vaut 5,82 ; quant au paramètre m il est égal à 0.6.

Les paramètres n et m ainsi déterminés, on peut estimer la constante A. A la suite des recommandations des auteurs, il est préférable de déterminer la constante A en se basant sur les données issues des essais réalisés sous un taux de chargement moyen. Le tableau VII.3 présente les différentes valeurs du paramètre A quantifiées à partir de l'essai CIC4. La valeur moyenne de A est 0,002. Dans le tableau VII.3 on constate que, pour un nombre de cycles égal à 50, la valeur de A calculée est sensiblement différente des autres valeurs calculées pour des nombres de cycles inférieurs.

Afin de pouvoir conclure sur la représentativité de ces paramètres pour représenter l'accumulation des déplacements permanents pour des pieux en vraie grandeur, il serait intéressant de pouvoir disposer de données expérimentales réelles.

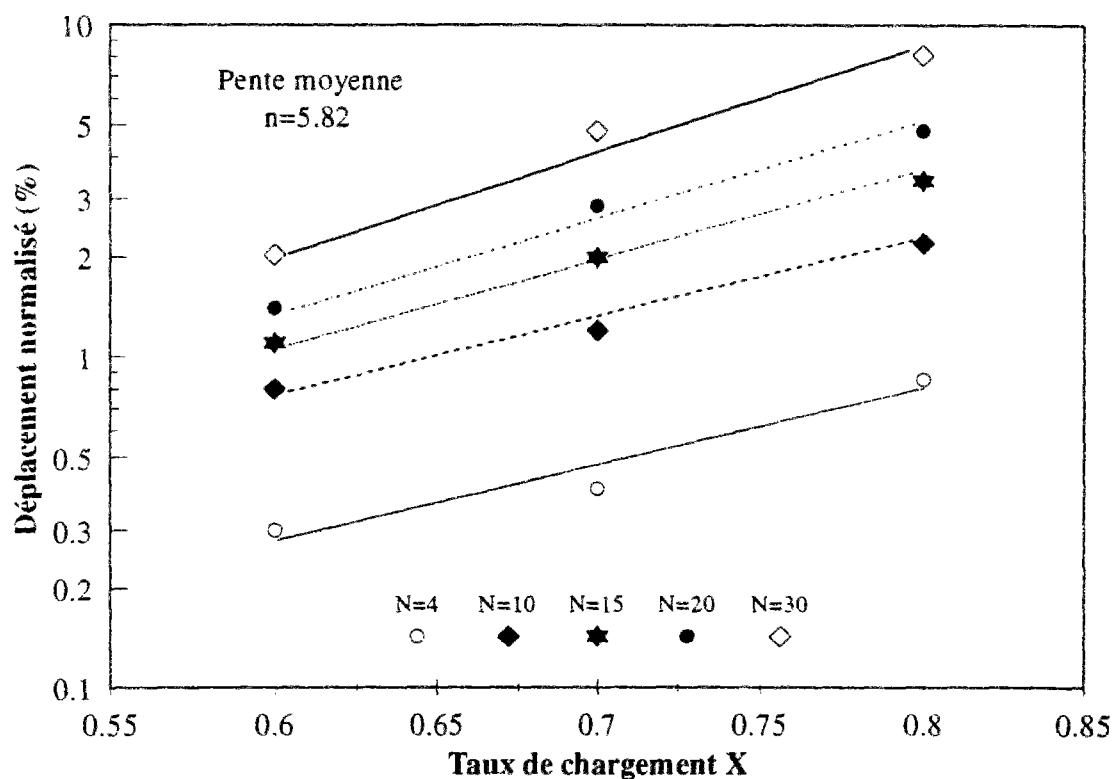


Figure VII.20 Evolution du logarithme des déplacements permanents en fonction du taux de chargement

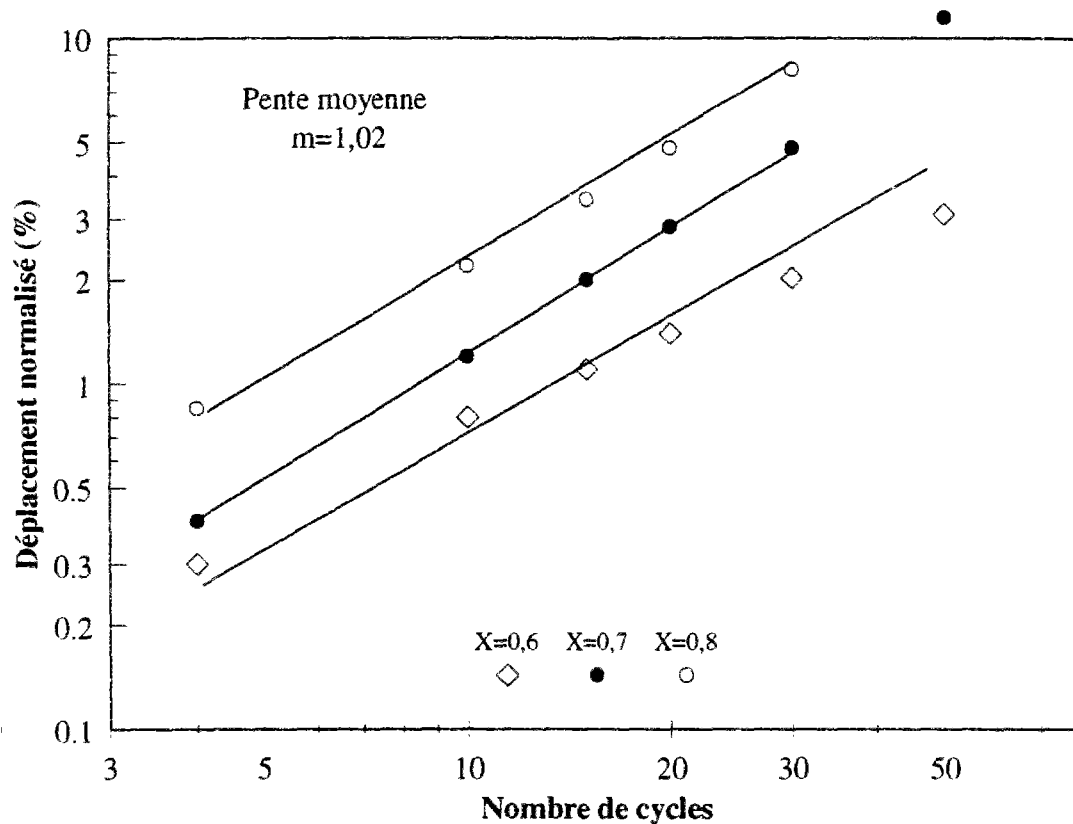


Figure VII.21 Evolution du logarithme des déplacements permanents en fonction du logarithme du nombre de cycles.

Essai	X	( $S_p/d$ )%	N	A
CIC4	0.6	0.3	4	0.0022
		0.8	10	0.0023
		1.1	15	0.0021
		1.4	20	0.0020
		2.03	30	0.0019
		3.1	50	0.0017

**Tableau VII.3 Différentes valeurs du paramètre A obtenues**

#### **VII.4.2. Essais sous sollicitation cyclique en traction**

Le comportement d'un pieu modèle sous sollicitation cyclique de compression a été étudié au paragraphe VII.4.1. On a vu l'importance du chargement moyen permanent et de l'amplitude du chargement cyclique sur le comportement observé. Ces résultats vont nous permettre de délimiter les zones stable et instable sous sollicitation cyclique en compression. Pour arriver à compléter ce diagramme pour le domaine des chargements de traction, il était nécessaire de réaliser quelques essais en traction (dans notre cas on en a fait deux) où l'on puisse mettre en évidence un comportement métastable et un comportement instable. Il s'agit des essais CIC7 et CIC8 dont les caractéristiques sont présentées dans le tableau VII.1. Par ailleurs, en ce qui concerne le chargement monotone jusqu'à rupture en traction de notre modèle, on présente sur la figure 1 de l'annexe 6 l'évolution de l'effort en tête en fonction du déplacement ( $Q_t=1,7$  kN) et la mobilisation du frottement latéral ( $q_s=-55$  kPa).

##### **Essai CIC7**

L'essai CIC7 a consisté à solliciter le modèle avec un chargement moyen  $P_m=0,47Q_t$ . L'amplitude cyclique est de  $0,28Q_t$ . La figure VII.22(a) présente l'évolution de l'effort en tête et la figure VII.22(b) celle du frottement latéral.

En ce qui concerne l'évolution du frottement latéral avec le chargement cyclique, on constate une amélioration de ce frottement latéral. Lors du premier cycle appliqué, on enregistre un frottement négatif de 36 kPa. A la fin du chargement cyclique on mobilise 43 kPa. Une amélioration de 19% est enregistrée.

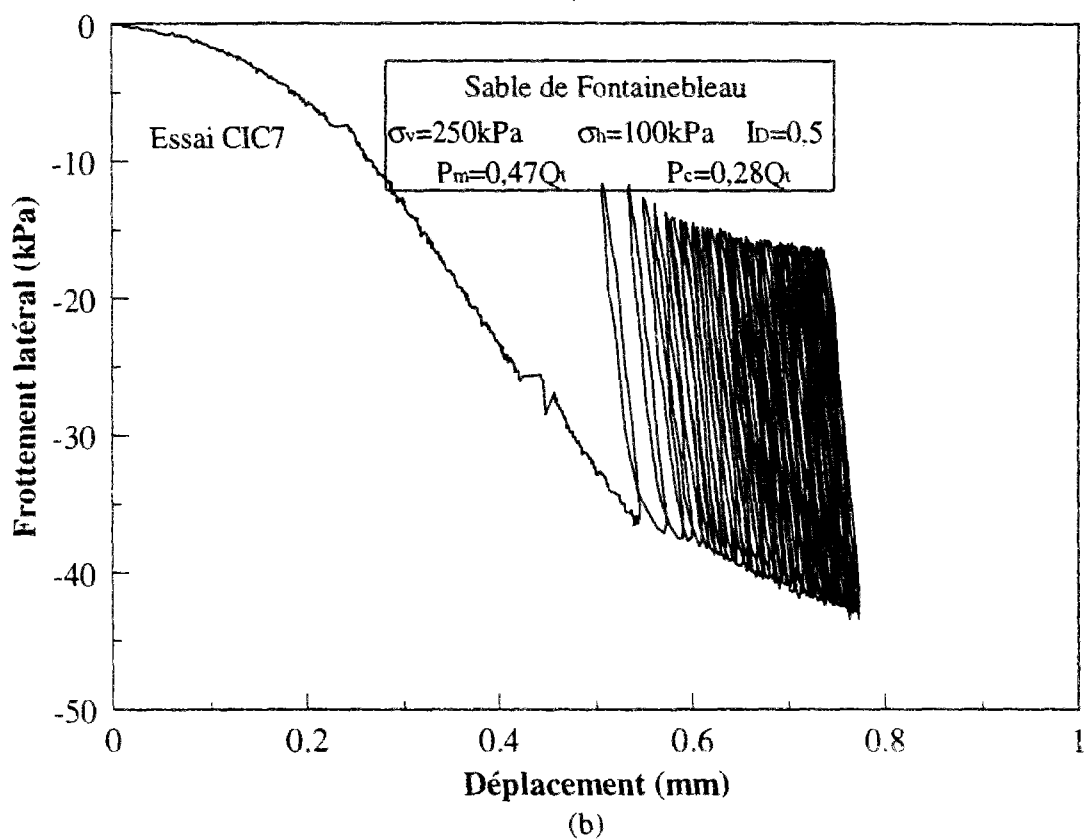
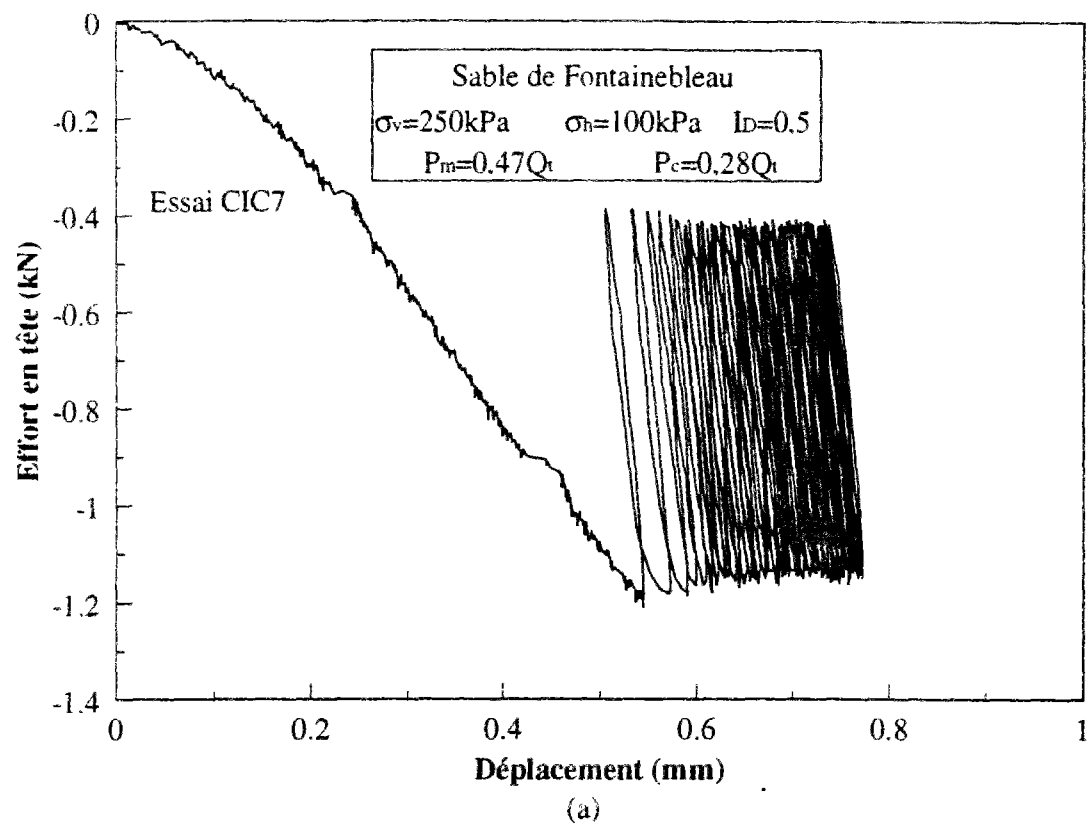
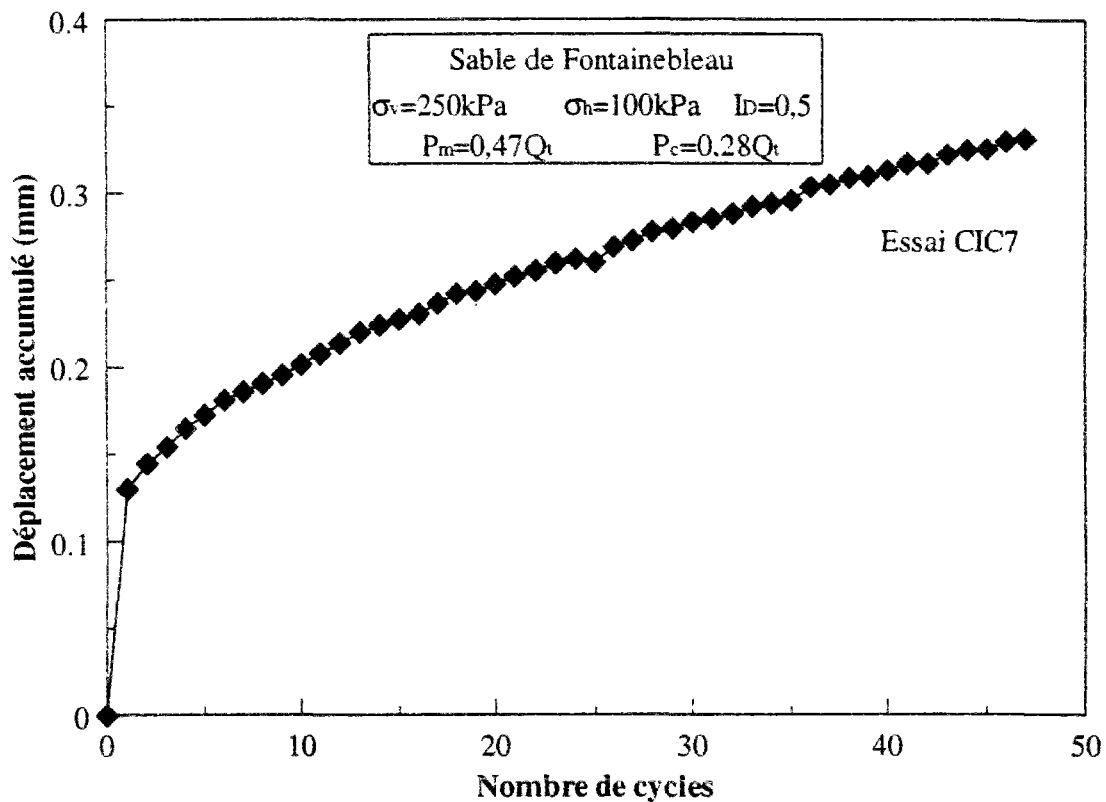


Figure VII.22 Evolution de l'effort en tête (a) et du frottement latéral (b) en fonction du déplacement ; essai à chargement contrôlé en traction (CIC7)

Par ailleurs, l'accumulation des déplacements permanents mesurés au cours de cet essai est faible. Il apparaît que le modèle manifeste un comportement quasi stable. On présente sur la figure VII.23 l'évolution de ces déplacements permanents en fonction du nombre de cycles. Au bout de 50 cycles, on a accumulé 0,33 mm (1.65% de d). Au premier cycle on a accumulé 0.13 mm (0.65% de d). Par ailleurs, on constate qu'au delà des quelques premiers cycles, l'évolution des déplacements permanents en fonction du nombre de cycles devient quasi linéaire. On peut imaginer qu'au bout de 600 cycles environ, le modèle accumulera 2 mm (0.10d). Cet essai sera un point de la limite entre les zones métastable-stable.

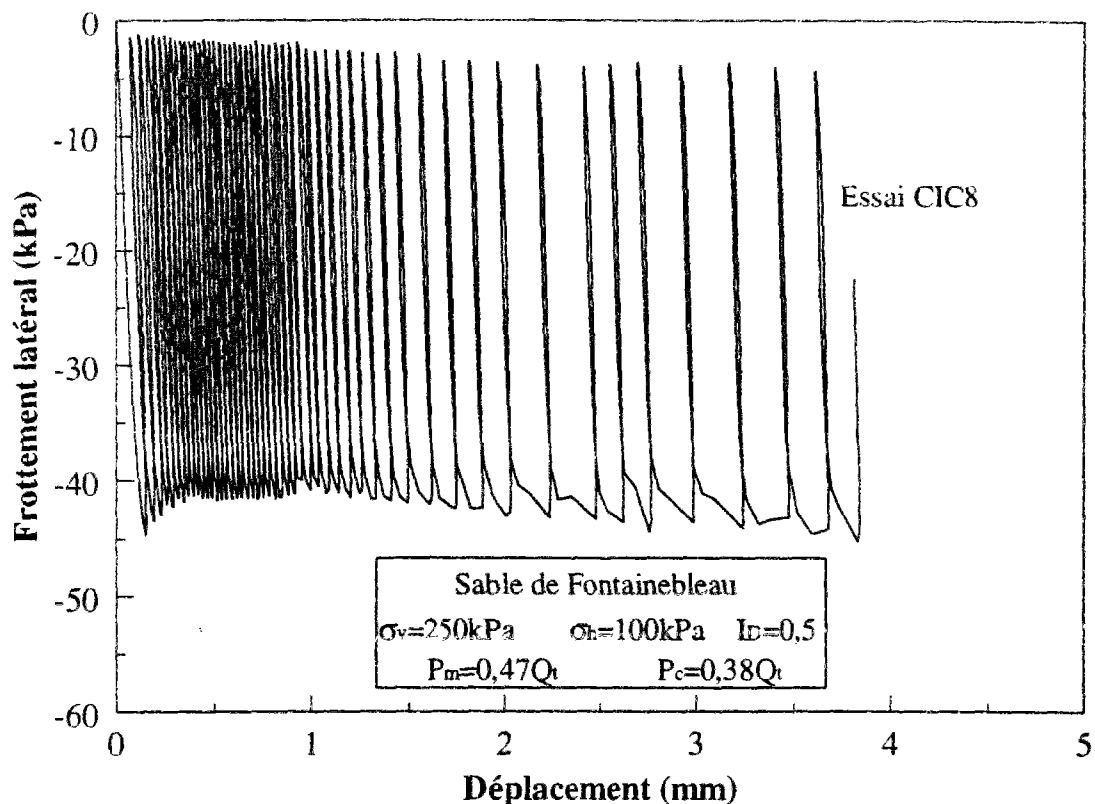


**Figure VII.23 Evolution du déplacement permanent avec le nombre de cycles ; Essai CIC7**

### **Essai CIC8**

L'essai CIC8 a été réalisé à la suite de l'essai CIC7. L'objectif est d'étudier l'effet de l'augmentation de l'amplitude cyclique sur le comportement en traction du pieu modèle. Ceci nous permet aussi d'obtenir un autre point en traction du diagramme de stabilité cyclique. Le chargement moyen est toujours  $0.47 Q_t$ . Par ailleurs, l'amplitude du chargement cyclique est de  $0.38 Q_t$ . On présente sur la figure VII.24 l'évolution du frottement latéral en fonction du déplacement, obtenue au cours de l'essai. Les premiers cycles sont marqués par une diminution

faible du frottement mesuré (44 kPa à 40 kPa), suivie d'une légère réaugmentation jusqu'au niveau initial de frottement mesuré.



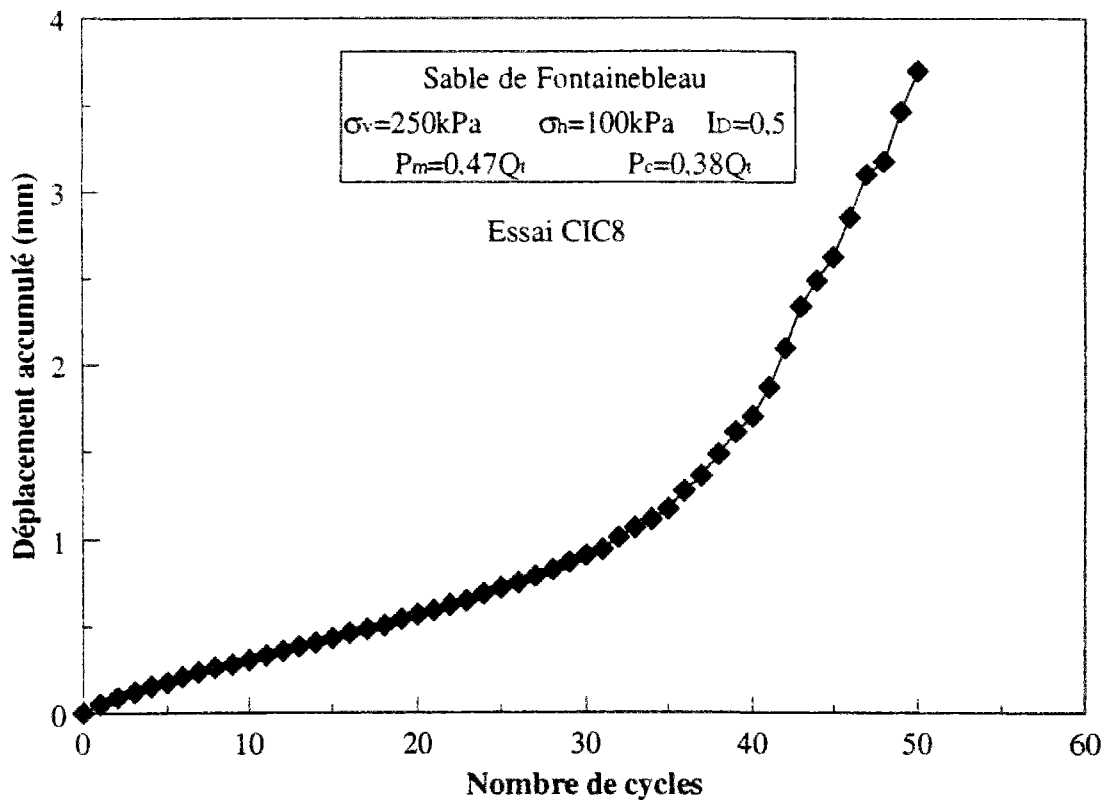
**Figure VII.24 Evolution du frottement latéral en fonction du déplacement ; essai à chargement contrôlé en traction (CIC8)**

En ce qui concerne l'accumulation des déplacements permanents, la faible augmentation de l'amplitude cyclique a eu un impact significatif sur l'accumulation des déplacements permanents.

La figure VII.25 présente l'évolution de ces déplacements. Les premiers cycles sont caractérisés par une faible accumulation : En effet, pour les 20 premiers cycles, l'accumulation des déplacements permanents dépasse à peine 0,5 mm (2,5% de  $d$ ). A la fin des 50 cycles, le modèle a accumulé 3,7 mm (18,5% de  $d$ ).

Cet essai correspondra à un point de la zone instable de notre diagramme de stabilité cyclique.





**Figure VII.25 Evolution du déplacement permanent avec le nombre de cycles ; Essai CIC8**

### VII.4.3. Interprétation en terme de diagramme de stabilité cyclique

#### VII.4.3.1. Diagramme de stabilité cyclique (Poulos, 1988a et Poulos 1988b)

Dans ce paragraphe, on essaie d'élaborer un diagramme de stabilité cyclique à partir des essais cycliques réalisés, en terme d'effort global appliqué en tête des modèles. Ce diagramme s'inscrit dans la ligne des travaux de Poulos (1988). Les résultats présentés dans les paragraphes précédents permettent de mieux comprendre le couplage qui existe entre la charge moyenne initiale et l'amplitude de la sollicitation cyclique. C'est ce couplage qui est à la base de la notion de diagramme de stabilité cyclique, déjà décrite dans le paragraphe VII.1.5.

Le diagramme de stabilité cyclique est divisé en plusieurs zones : stable, métastable ou instable retardé et instable. Le classement s'effectue sur la base des déplacements accumulés au bout de 50 cycles. Si les déplacements permanents cumulés sont supérieurs à 1/10 du diamètre, l'essai correspondant est classé dans la zone instable. On traitera cas par cas les essais réalisés. On résume dans le tableau VII.4 les déplacements permanents accumulés au dernier cycle.

Essai	Déplacements accumulés
CIC1	2.86 mm (15%d)
CIC2	2.2 mm (11%d)
CIC3	0.026 mm (0.13%d)
CIC4	0.63 mm (3.1%d)
CIC5	0.55 mm (2.75%d)
CIC6	2 mm (10%d)
CIC7	0.33 mm (1.65%d)
CIC8	3.7 mm (18.5%d)

**Tableau VII.4 Récapitulation des déplacements permanents pour les essais sur des modèles isolés chargés sous sollicitation cyclique**

Le premier essai sera classé dans la zone instable. Le deuxième essai constituera un point limite entre la zone instable et la zone métastable. Le troisième essai correspond à un point de la zone stable. La figure 2 de l'annexe 6 présente, pour cet essai, l'évolution de l'effort en tête en fonction du déplacement.

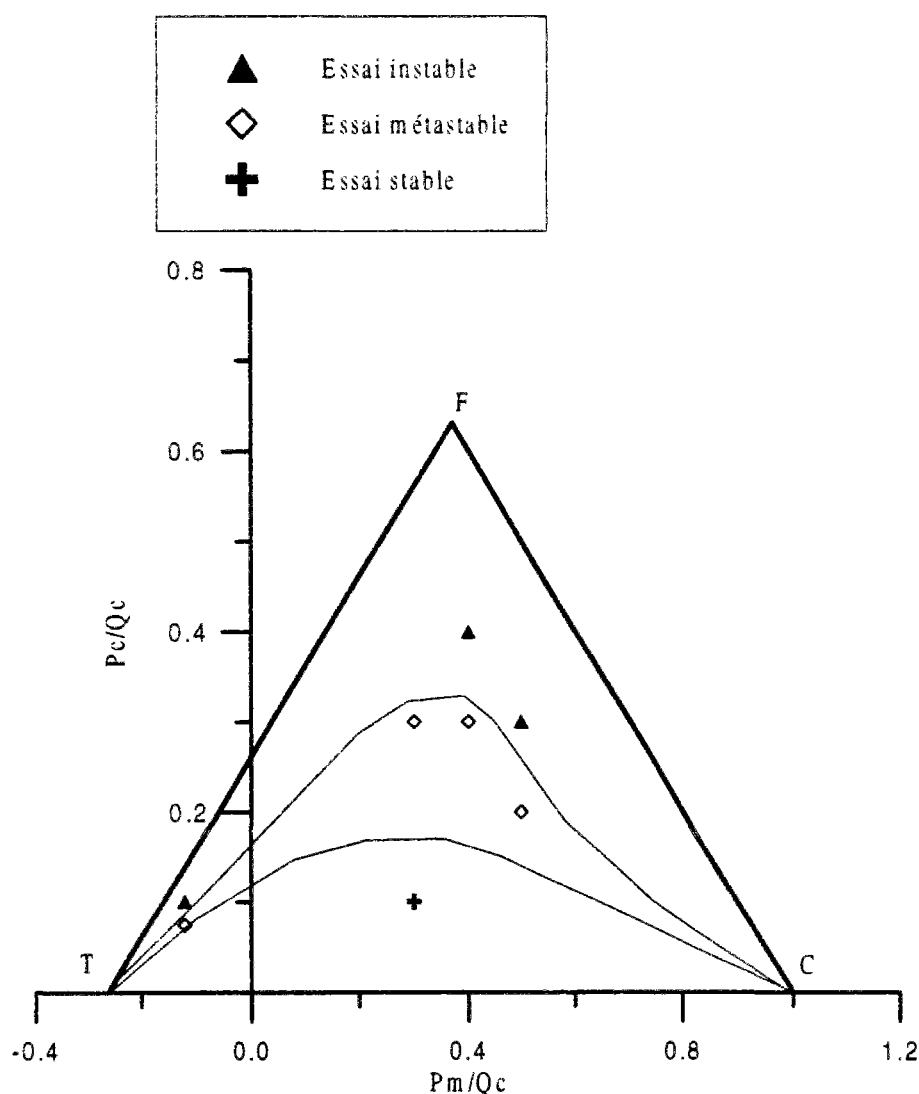
Le quatrième et le cinquième essai correspondent à deux points de la zone métastable. Le sixième essai correspond à un point de la zone instable.

Le premier essai en traction (CIC7) correspond à un point de la zone métastable en traction (du côté stable) et le deuxième (CIC8) correspond à un point de la zone instable.

La première étape dans l'élaboration du diagramme consiste à tracer les droites de rupture en compression et en traction (droite FC et FT de la figure VII.8). Ensuite, on procède au placement des différents points sur le diagramme.

Il est clair que pour déterminer précisément les limites exactes des zones stable et instable, il serait nécessaire de réaliser d'autres essais, essentiellement dans les domaines  $[0 < P_m/Q_c < 0.4$  et  $0 < P_c/Q_c < 0.3]$  et  $[0.6 \leq P_m/Q_c \leq 0.9$  et  $0 < P_c/Q_c \leq 0.25]$ . A partir du nombre limité d'essais réalisés dans le cadre de ce travail, on peut cependant donner, avec une assez bonne approximation, les limites des zones stable, métastable et instable. Sur la figure VII.26, on présente le diagramme de stabilité cyclique que l'on a pu élaborer à partir de nos essais.

La figure VII.27 (a) présente un diagramme de stabilité élaboré par Al-Douri and Poulos 1995.



**Figure VII.26** *Elaboration préliminaire d'un diagramme de stabilité cyclique*

La figure VII.27 (b) présente un résultat obtenu par Mcmanus and Berrill (1996). Le premier a été élaboré pour 100 cycles, sans mettre en évidence de zone intermédiaire qui va évoluer avec le nombre de cycles. En ce qui concerne le deuxième et par rapport à notre travail, il existe davantage de données expérimentales essentiellement pour le domaine stable, qui correspondent à des essais réalisés dans une cuve à surface libre. Là aussi, on parle d'une zone stable et d'une zone instable.

Par rapport à ces deux diagrammes (figure VII.27), on a une zone instable qui est plus élargie. Le diagramme de stabilité cyclique en termes d'efforts globaux pour un type d'inclusion donné (qui correspond à sa présentation actuelle) est d'une aide relative pour un problème posé dans

la réalité. C'est pour cette raison que l'on a essayé de pousser plus avant cette idée, en proposant un diagramme qui serait établi en termes de paramètres unitaires (frottement latéral, résistance en pointe). On s'intéressera en particulier dans la suite au cas du frottement latéral.

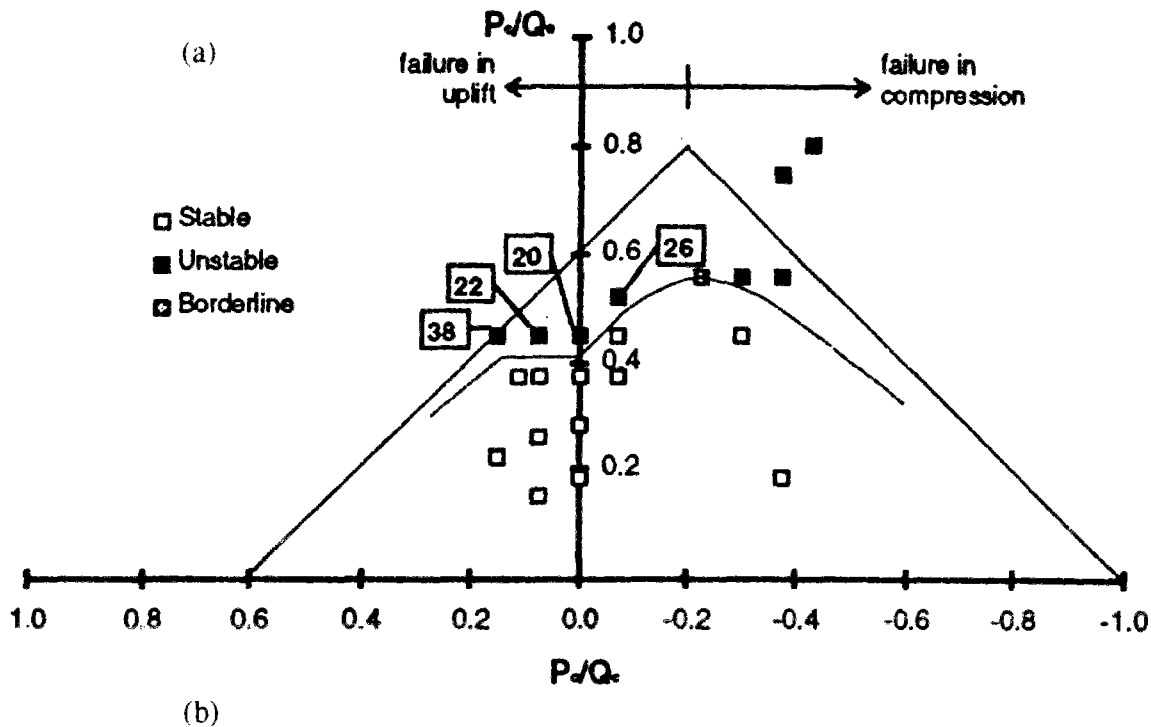
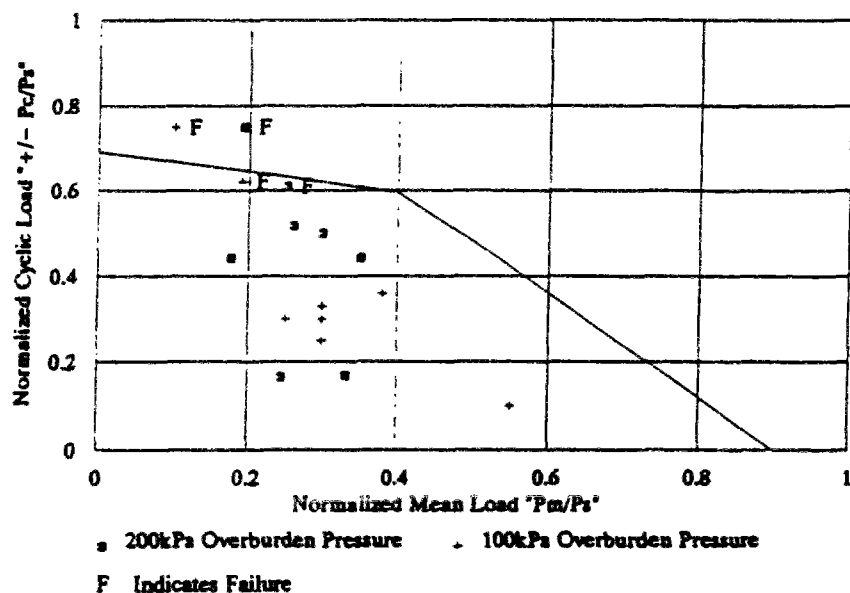
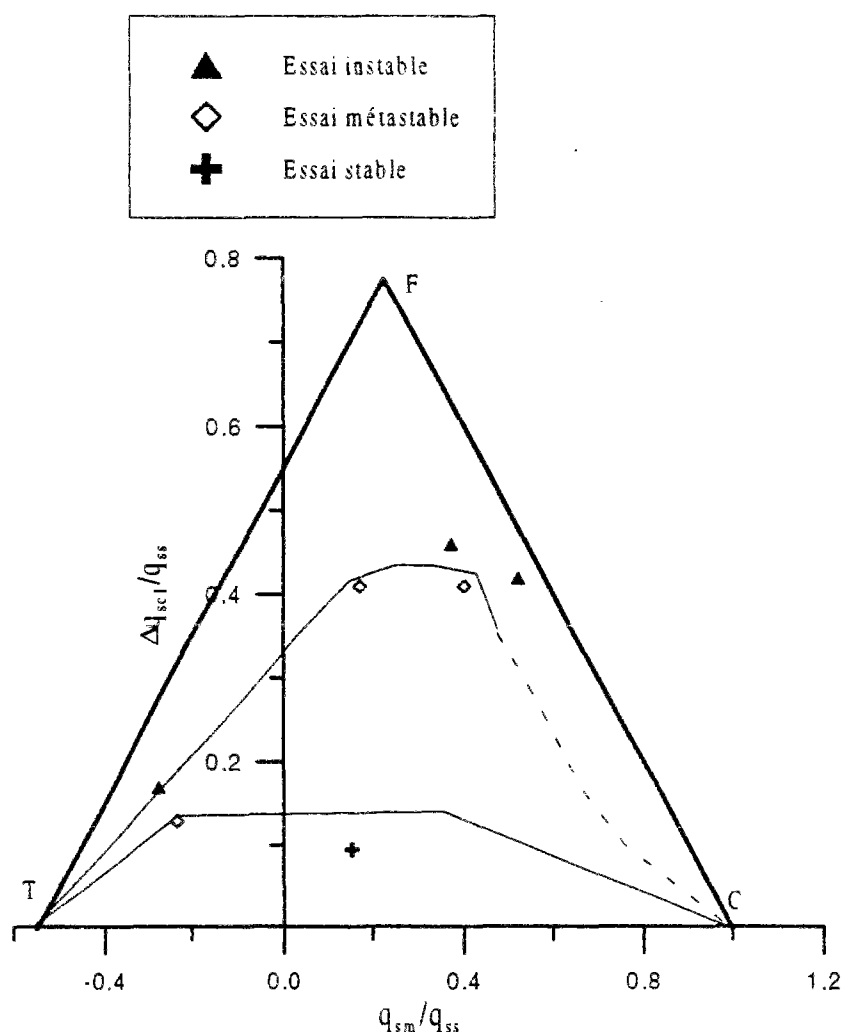


Figure VII.27 Diagramme de stabilité cyclique (a) Al-Douri and poulos, 1995 (b) Mcmanus and Berrill, (1996)

### VII.4.3.2. Diagramme de stabilité cyclique unitaire pour le frottement latéral

Dans ce paragraphe, on va essayer d'élaborer à partir des données présentées ci-dessus un diagramme de stabilité relatif au frottement latéral unitaire mesuré dans nos essais. Le problème auquel l'on est confronté est le fait que les résistances évoluent avec le chargement cyclique. C'est pour cette raison que l'on a décidé de présenter ce diagramme dans les axes suivants :

- en abscisse, le rapport  $q_{sm}/q_{ss}$  où  $q_{sm}$  est le frottement latéral mesuré sous la charge moyenne initiale et  $q_{ss}$  est le frottement latéral limite sous chargement monotone
- en ordonnée, le rapport  $\Delta q_{sc1}/q_{ss}$  où  $\Delta q_{sc1}$  est la différence entre le frottement moyen et le frottement mesuré au premier passage de l'effort en tête par  $P_m + P_c$ . La figure VII.28 présente ce diagramme.



*Figure VII.28 Nouvelle conception pour le diagramme de stabilité cyclique ; Diagramme de stabilité cyclique unitaire*

On a mis un trait interrompu sur la limite entre la zone instable et la zone métastable pour porter l'attention sur l'incertitude qu'on a sur le résultat de l'essai CIC2 ( $P_m/Q_c=0,5$  et  $P_c/Q_c=0,2$ ). On a préféré ne pas mettre le point correspondant puisque le frottement est mesuré à la suite d'une forte dégradation au cours de l'essai CIC1 (cf. figure VII.15).

On peut poser la question sur l'intérêt que peut amener ce diagramme par rapport au diagramme de stabilité de Poulos. Ce diagramme, élaboré en termes de résistances unitaires à partir des essais sur des modèles de pieux, est peu facilement extrapolable à un cas réel que celui élaboré en termes de charges globales appliquées en tête du modèle. Il suffit d'avoir, pour le pieu réel, la courbe charge globale-déplacement sous chargement monotone ainsi que la courbe de mobilisation du frottement matéral à une profondeur donnée pour pouvoir remonter au diagramme de stabilité cyclique global du pieu réel. En effet, A partir de  $q_{sm}$ , on remonte à  $p_m$  et à partir de  $\Delta q_{sc}$  on remonte à  $P_c$ .

Ce travail devra être poursuivi pour déterminer l'évolution du diagramme unitaire en fonction de la profondeur ( $\sigma_v$ ). Il serait intéressant de représenter ce diagramme en trois dimensions :  $q_{sm}/q_{ss}$ ,  $\Delta q_{sc}/q_{ss}$  et  $\sigma_v$ .

## **VII.5. PRESENTATION ET INTERPRETATION DES ESSAIS REALISES SUR UN GROUPE ELEMENTAIRE DE CINQ MODELES : ESSAI CYCLIQUE A CHARGEMENT CONTRÔLE**

On a réalisé, dans le cadre de la partie consacrée au comportement cyclique, des premiers essais sur un groupe élémentaire, destiné à donner des premiers éléments et à initier l'étude du comportement des groupes de micropieux sous chargement cyclique. Dans le massif reconstitué au même état initial que les précédents, on a réalisé trois essais CGC1, CGC2 et CGC3. On a testé trois amplitudes cycliques à force contrôlée sous la même charge moyenne. Les charges sont normalisées par rapport à la capacité globale de la cellule élémentaire que l'on a évaluée à partir d'un essai monotone de compression (30 kN). La charge moyenne est  $0,5Q_c$ . Les amplitudes testées sont  $0,2Q_c$ ,  $0,3Q_c$  et  $0,4Q_c$ . La figure VII.29 présente l'évolution de l'effort en tête en fonction du déplacement et ceci pour les trois amplitudes testées. La figure VII.30 présente la réponse en terme du frottement latéral et de la résistance en pointe du

modèle situé au centre de la cellule élémentaire. Les figures 3 et 4 de l'annexe 6 présentent ces évolutions jusqu'à la fin de la sollicitation cyclique appliquée.

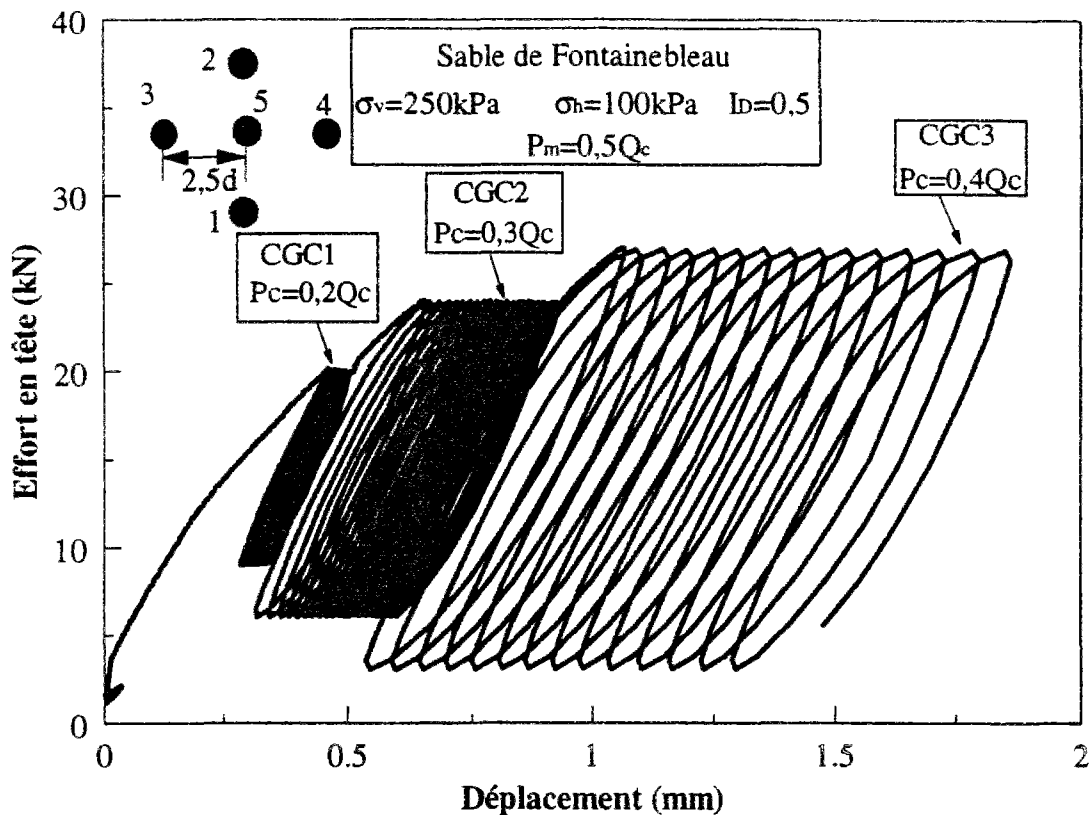


Figure VII.29 Evolution de l'effort en tête au cours d'un chargement cyclique sur une cellule élémentaire de 5 micropieux modèles ; Essai CGC1, CGC2 et GGC3

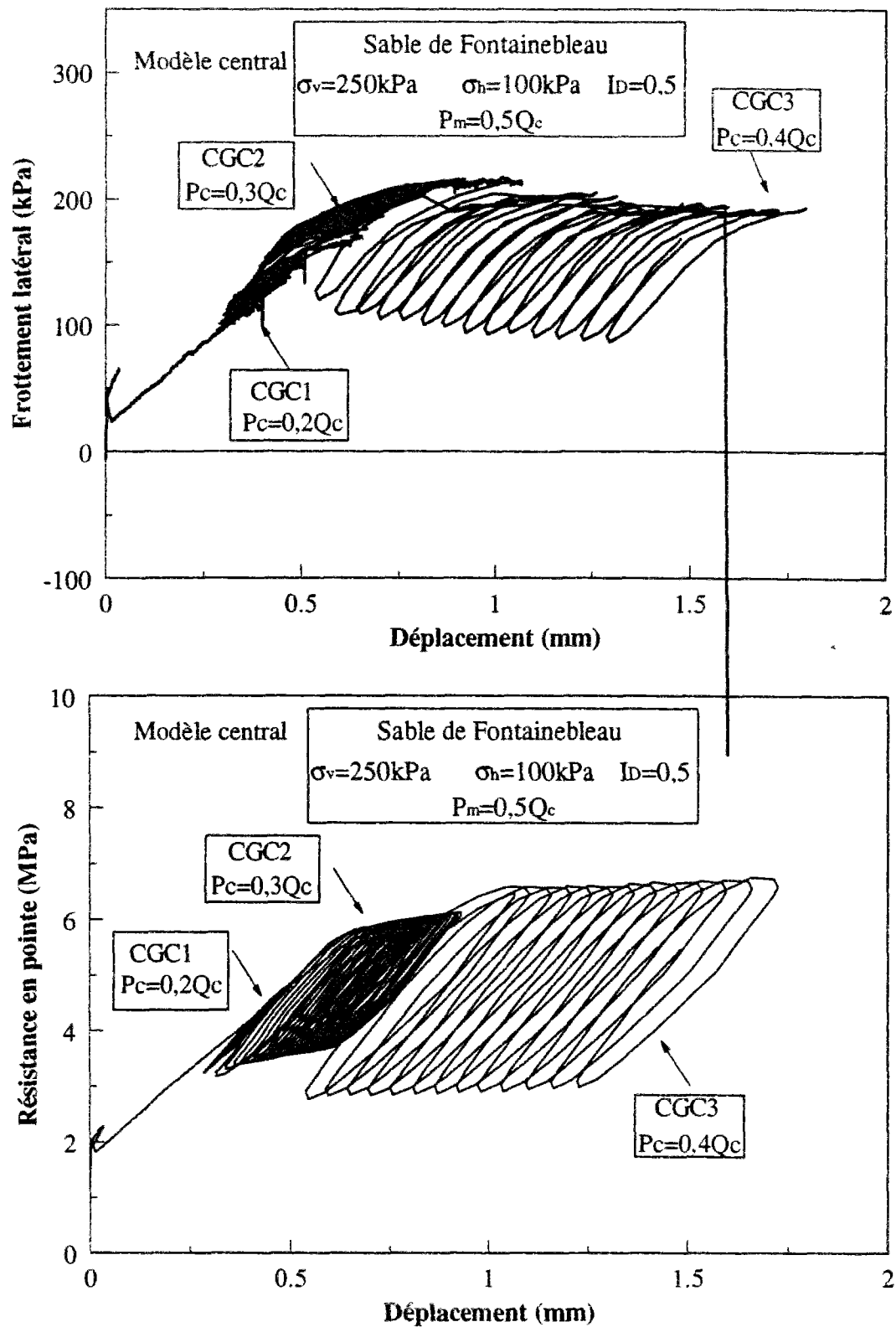
$P_m=0,5Q_c$  et  $P_c=0,2Q_c$  (essai CGC1)

En termes de résistance en frottement et en pointe, ce chargement n'a pas eu d'influence significative. Le frottement latéral mobilisé est d'environ 150 kPa. La résistance en pointe varie de 4,66MPa à 4,85MPa.

En terme d'accumulation de déplacements permanents, celle-ci est faible, égal à environ 0,13 mm (0,65%d) pour 15 cycles réalisés, dont 0,1 mm est accumulé au premier cycle. Cet essai doit correspondre à un point de la zone limite stable-métastable (côté stable).

$P_m=0,5Q_c$  et  $P_c=0,3Q_c$  (essai CGC2)

Au cours de cet essai, on a remarqué une augmentation du frottement latéral et de la résistance en pointe. Le frottement latéral passe de 170 à 210 kPa (+23%). Quant à la résistance en pointe, elle augmente de 5,6 MPa à 6,12 MPa (+9,2%).



*Figure VII.30 Réponse du modèle situé au centre de la cellule élémentaire ; Evolution du frottement latéral et de la résistance en pointe en fonction du déplacement au cours du chargement cyclique*

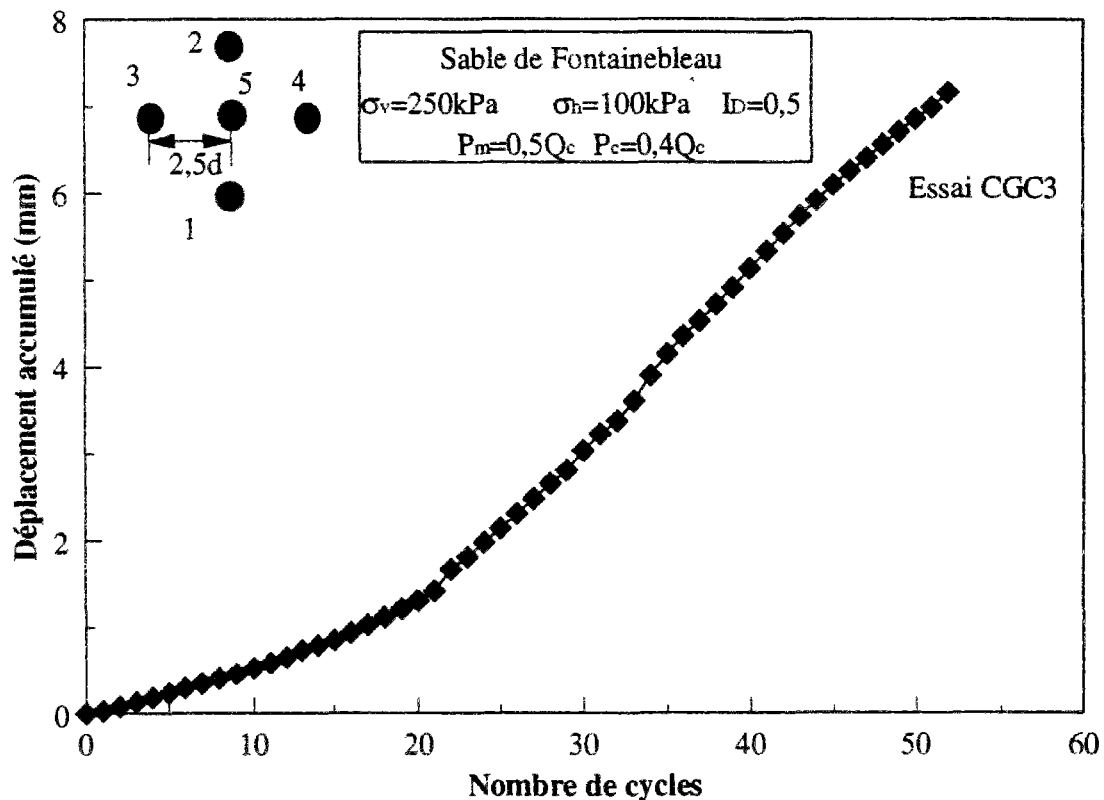


Le déplacement permanent accumulé est de 0,24 mm (1,2% de d). Cet essai correspond à un point de la zone métastable proche de la zone stable.

**$P_m=0,5Q_c$  et  $P_c=0,4Q_c$  (CGC3)**

Au cours de cet essai, on a constaté une dégradation du frottement latéral. Il passe de 214 à 190 kPa après 53 cycles (-11%). Quant à la résistance en pointe, elle augmente de 6,46 MPa à 6,7 MPa (+3,7%). Sur la figure VII.30 on a représenté seulement 14 cycles de cet essai.

Au cours de cet essai, une forte accumulation des déplacements permanents est observée. Au bout du 53<sup>ème</sup> cycle, on a accumulé 7,16 mm (0,36d). L'évolution de ces déplacements permanents en fonction du nombre des cycles est présentée sur la figure VII.31. Cet essai doit correspondre à un point de la zone instable. La quantification des déplacement permanents pour cet essai et l'essai précédent est fait en prenant comme origine le déplacement mesuré au premier passage  $P_m+P_c$ .



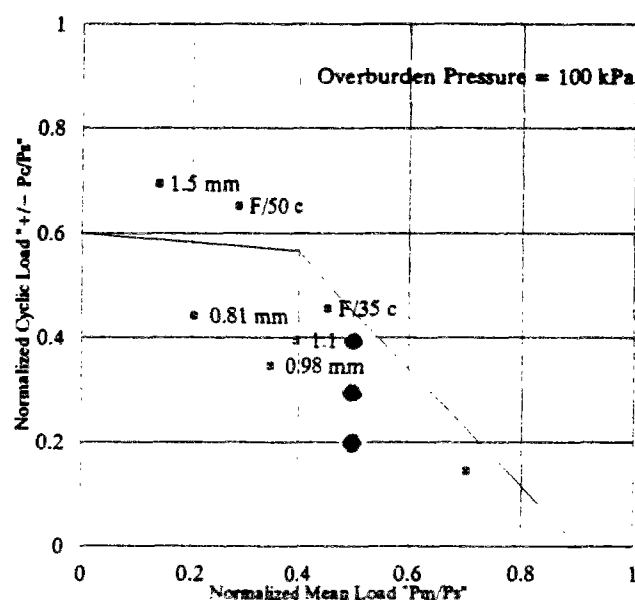
**Figure VII.31 Déplacement permanent accumulé au cours de l'essai CGC3**

Si l'on représente ces résultats dans le diagramme de stabilité élaboré pour le modèle isolé et présenté sur la figure VII.26, on se rend compte que l'effet de groupe a eu pour effet d'augmenter la zone stable et métastable. En effet :

- pour le modèle isolé, l'essai correspondant à  $P_m=0,5Q_c$  et  $P_c=0,2Q_c$  est un point de la zone métastable-instable. Par contre, pour la cellule de cinq modèles, ce couple de points est un point stable-métastable.
- en ce qui concerne l'essai correspondant à  $P_m=0,5Q_c$  et  $P_c=0,3Q_c$ , celui-ci correspond à un point de la zone instable pour le modèle isolé. Pour l'essai sur le groupe élémentaire, on a vu que l'accumulation des déplacements permanents n'a pas excédé 1,2% du diamètre. Ce point fera un point de la zone métastable.

A partir de ces résultats, on peut conclure qu'un groupe des pieux ou micropieux en interaction résistent mieux au chargement cyclique que les pieux ou micropieux isolés (qui ne sont pas en interaction). On rappelle qu'il s'agit des modèles forcés dans un sable lâche et il serait intéressant d'étudier ce problème dans un massif dense.

On a reporté par ailleurs nos résultats sur un diagramme élaboré par Al-Douri and Poulos, (1994b). Une comparaison directe n'est pas évidente car le sol utilisé dans leurs essais est un sable calcaire et il s'agit d'essais sur quatre modèles espacés de 3 diamètres. On peut cependant constater sur la figure VII.32 une concordance acceptable avec nos résultats.



- points correspondants à nos essais

**Figure VII.32** Diagramme de stabilité cyclique pour quatre modèles (Al-Douri and Poulos, 1994b)

Le point correspondant à l'essai CGC3 ( $P_m=0,5Q_c$  et  $P_c=0,4Q_c$ ) est un point instable. Dans le diagramme élaboré par Al-Douri and Poulos (1994), ce point se situe dans la zone stable et métastable. Ceci ne met pas en cause la fiabilité de nos résultats vu l'incertitude existante sur l'élaboration des limites des zones stables et instables dans le diagramme d'Al-Douri and Poulos, 1994b).

## **VII.6. ESSAI CYCLIQUE A DEPLACEMENT CONTRÔLE : PRESENTATION ET INTERPRETATION**

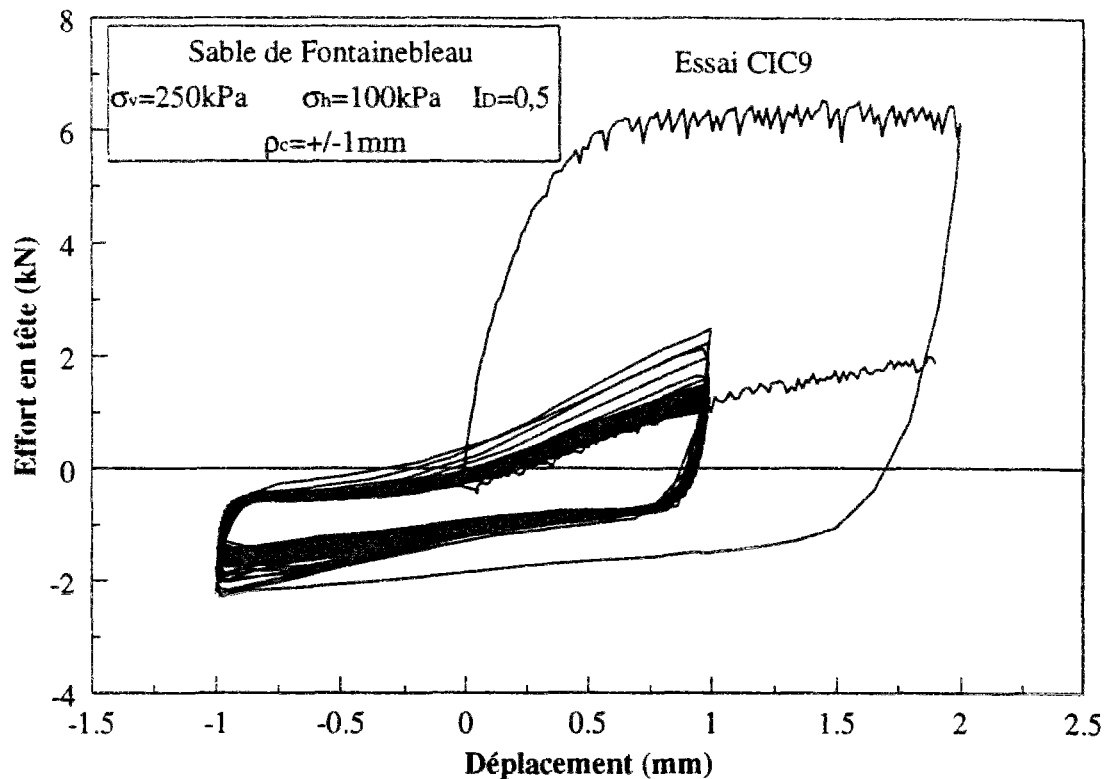
On présente dans ce paragraphe le résultat d'un essai que l'on a réalisé à déplacement contrôlé. La procédure suivie a été la suivante : on charge en monotone le modèle à déplacement contrôlé de 0,1 mm/min jusqu'à un enfoncement de 2 mm. Ensuite, on commence le chargement cyclique à déplacement contrôlé et pendant un nombre de cycles donné. La troisième phase consiste à effectuer un rechargement monotone dans les mêmes conditions que le premier chargement. Les différences observées entre le premier et le deuxième chargement monotone constituent un moyen pour évaluer la dégradation induite par le chargement cyclique. Celle-ci est quantifiée par un facteur de dégradation défini par le rapport entre les charges limites obtenues au deuxième et au premier chargement.

L'essai présenté est l'essai CIC9 (cf. tableau VII.1). L'amplitude du déplacement imposé est égale à 1 mm (5% de  $d$ ) et le nombre de cycles imposé est 50. La figure VII.33 présente l'évolution de l'effort en tête en fonction de l'enfoncement. La figure VII.34 est relative à la réponse en termes de frottement latéral et de résistance en pointe.

On constate tout d'abord l'ampleur des dégâts provoqués par le chargement cyclique, que ce soit sur le frottement latéral ou sur la résistance en pointe. La forte dégradation se développe dès le premier cycle. On a quantifié différents coefficients de dégradation entre les deux chargements monotones :

- La charge globale enregistrée au premier chargement statique est de 6,2 kN. Au deuxième chargement statique (après avoir réalisé le chargement cyclique) on ne dépasse pas les 2 kN. Le coefficient de dégradation sur la charge globale est de 0,32.
- Le frottement latéral enregistré au premier chargement statique est de 97 kPa. Au deuxième chargement statique on ne mobilise plus que 22 kPa. Le coefficient de dégradation sur le frottement latéral est d'environ 0,23.

- La résistance en pointe enregistrée au premier chargement statique est de 8.6 MPa. Au deuxième chargement statique on ne mobilise plus que 3,9 MPa. Le coefficient de dégradation sur la résistance en pointe est d'environ 0,45.



**Figure VII.33 Evolution de l'effort en tête avec le déplacement. Essai cyclique à déplacement imposé (CIC9)**

La dégradation de la résistance en pointe s'explique par le caractère alterné de la sollicitation en déplacement. En traction, on crée un relâchement très important, voire une cavité que ceci se traduise par un matériau de plus en plus lâche autour de la pointe.

La figure VII.35 présente l'évolution du frottement latéral et de la résistance en pointe estimés en fin de chaque cycle. Le premier point de chaque courbe correspond au frottement latéral et à la résistance en pointe mobilisés pour un enfoncement de 1 mm et ceci lors premier chargement monotone ; le dernier point correspond au deuxième chargement monotone.

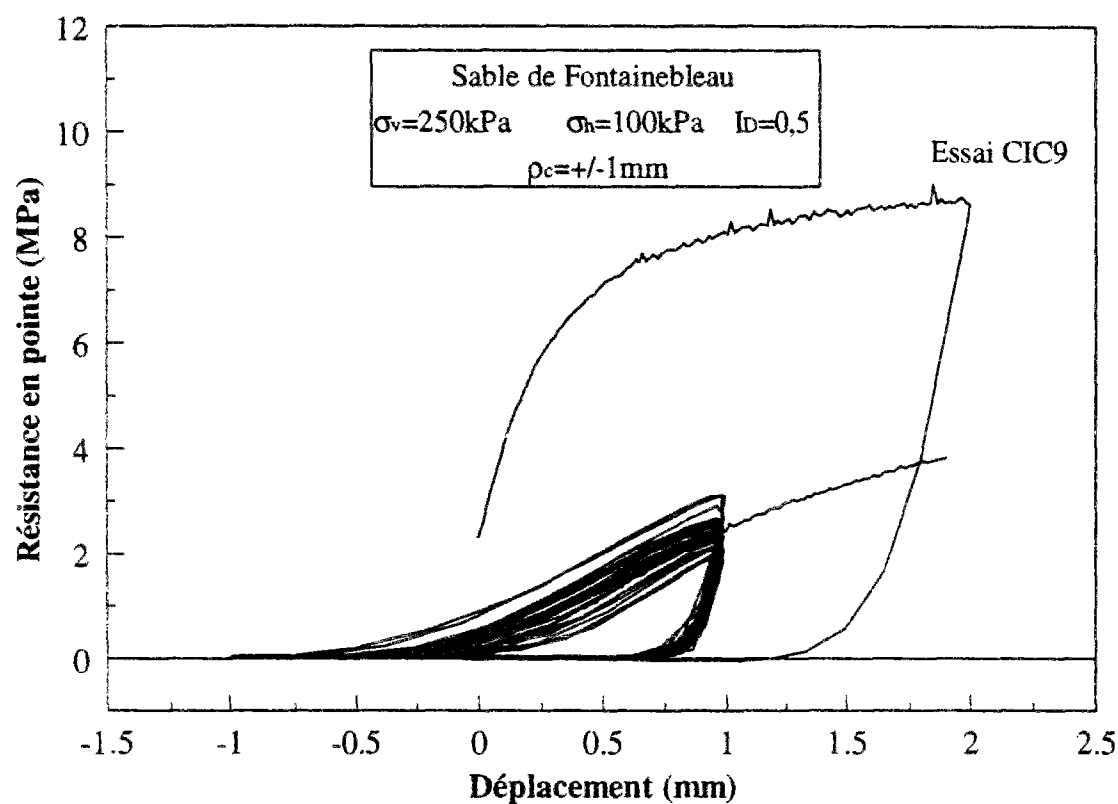
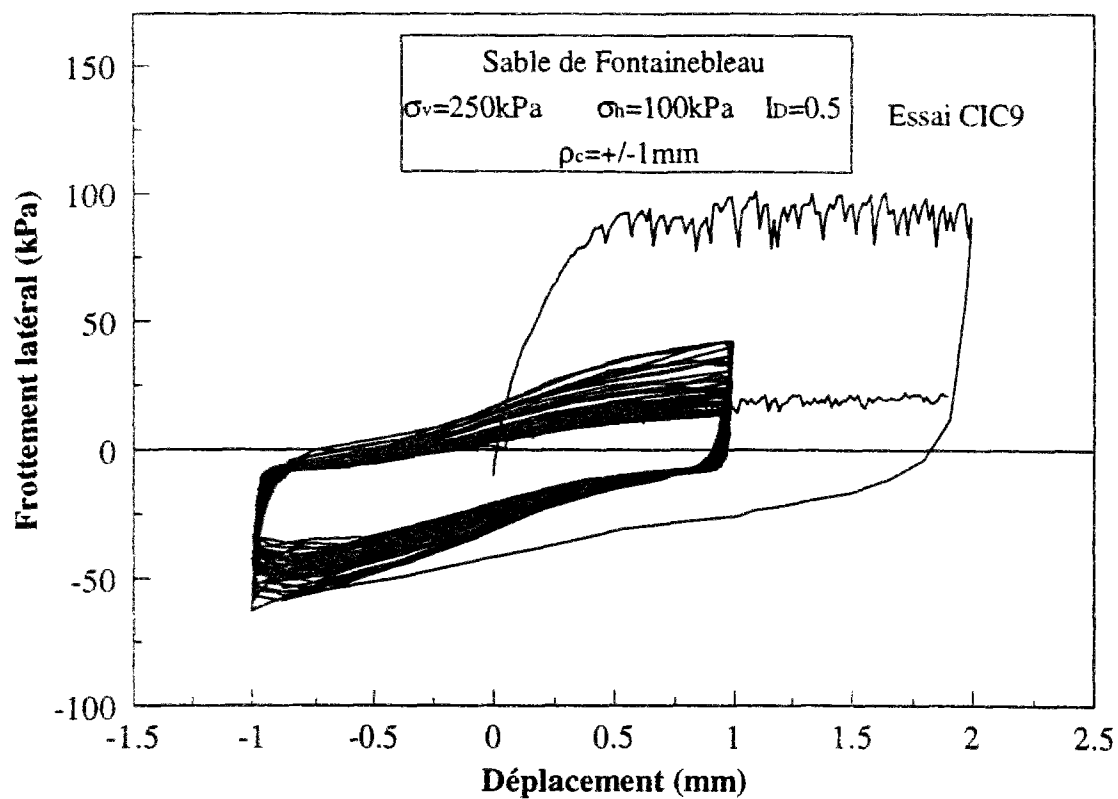
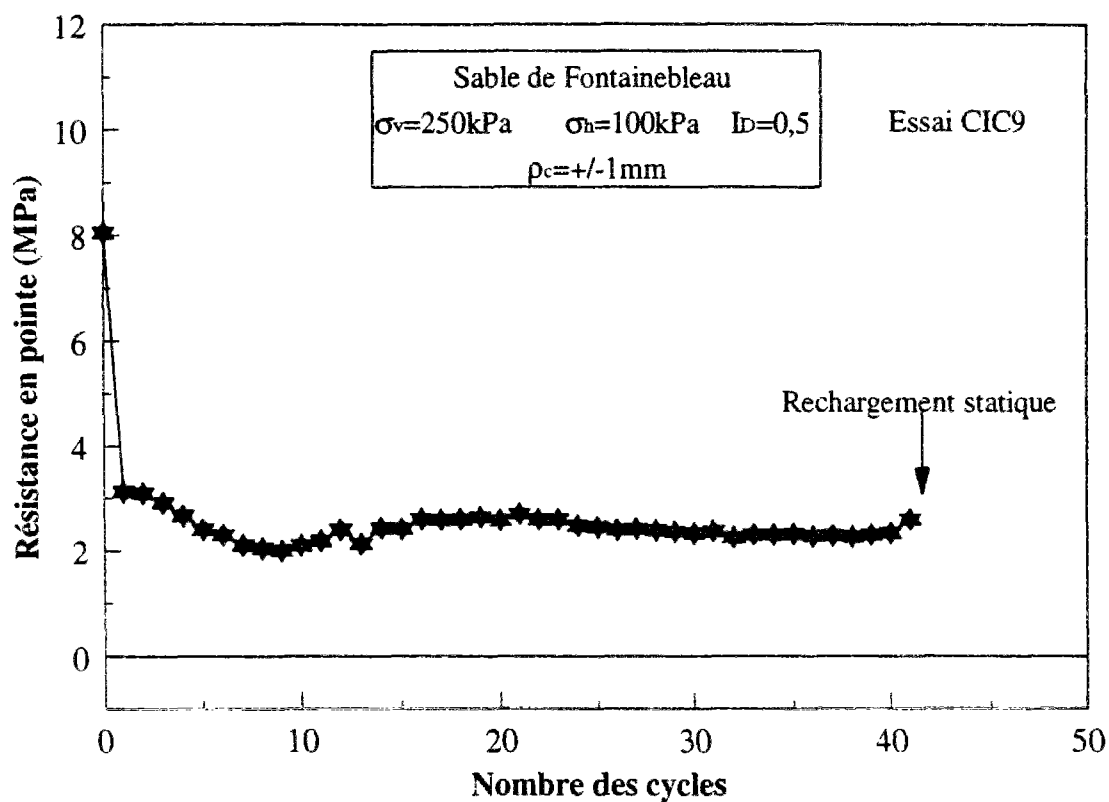
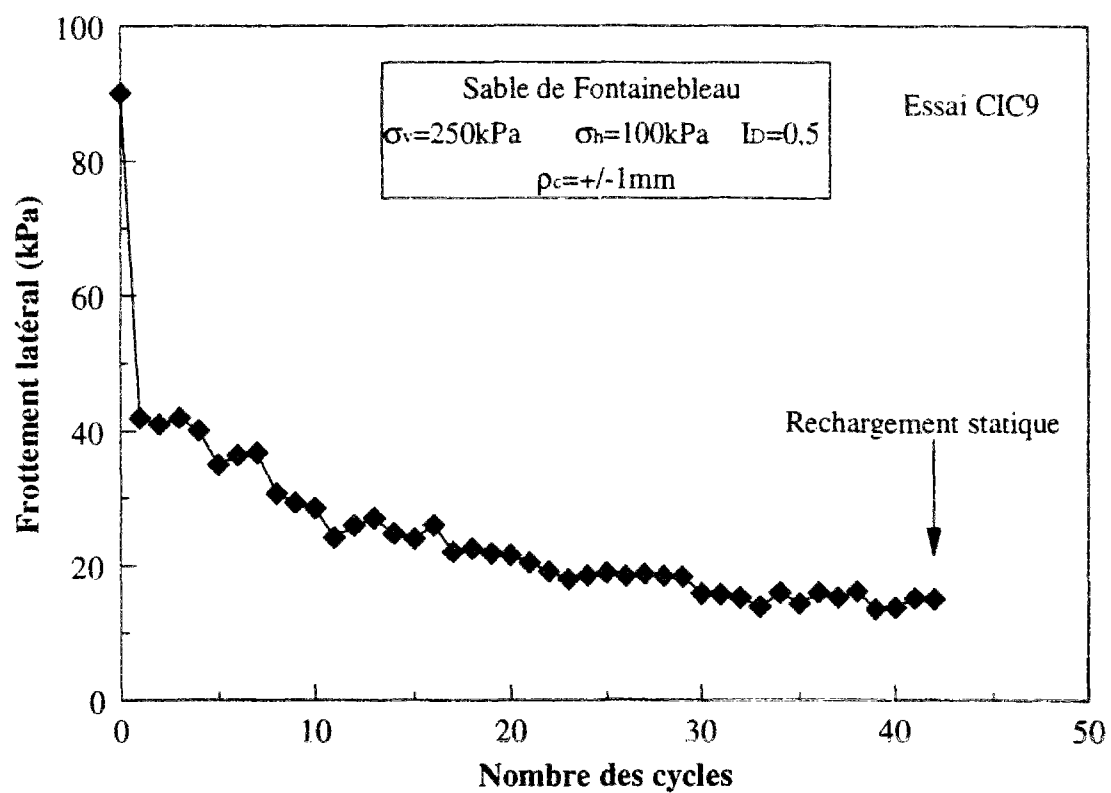


Figure VII.34 Mobilisation du frottement latéral et de la résistance en pointe au cours du chargement cyclique à déplacement contrôlé ; Essai CIC9



**Figure VII.35** Evolution du frottement latéral et de la résistance en pointe en fonction du nombre de cycles pour un essai à déplacement contrôlé (valeur en fin de cycle).

On constate sur ces courbes la chute très importante de résistance dès le premier cycle. Le frottement latéral diminue d'une valeur proche de la valeur limite (environ 90 kPa) jusqu'à une valeur de 42 kPa au premier cycle. Au deuxième chargement monotone, on mobilise un frottement latéral de 15 kPa. En ce qui concerne la résistance en pointe, elle diminue d'une valeur de 8 MPa (mobilisée au premier chargement monotone) à une valeur de 3.1 MPa à la fin du premier cycle. Ensuite, on constate une quasi stabilisation de la résistance en pointe autour de la valeur 2.5 MPa, quasiment égale à la résistance en pointe mobilisée au deuxième chargement monotone.

## CONCLUSIONS

Dans ce chapitre, qui clôture ce mémoire, on a voulu aborder le comportement des pieux et micropieux sous chargement cyclique, toujours en liaison avec le projet National FOREVER qui comporte un volet consacré à ce thème.

On a tout d'abord présenté quelques éléments bibliographiques sur le sujet. On a ainsi pu constater que les sollicitations cycliques peuvent être responsables de mécanismes entraînant une forte dégradation de la résistance des pieux ou micropieux ; une forte accumulation de déplacements permanents ainsi que la dégradation du frottement latéral en sont les manifestations principales. Par ailleurs, l'effet d'un chargement cyclique sur la résistance en pointe n'a pas encore paru très bien clarifié.

On a présenté, dans cette recherche bibliographique, le diagramme de stabilité cyclique tel qu'il a été défini par Poulos (1988). C'est un diagramme qui permet de prévoir la stabilité d'un pieu pour différentes combinaisons de chargement moyen et de chargement cyclique.

A partir de ces constatations, nos objectifs ont été de présenter un travail qui nous permette de comprendre tout d'abord le lien existant entre le chargement moyen initial et le chargement cyclique appliqué en liaison avec les concepts développés par Poulos.

Les essais réalisés à chargement contrôlé sur des modèles isolés ont ainsi montré des comportements qui peuvent être complètement différents suivant la charge moyenne initiale et les caractéristiques du chargement cyclique appliqué ensuite. En particulier, on a pu mettre en évidence qu'une faible augmentation de l'amplitude cyclique ou de la charge moyenne peut

avoir parfois des conséquences nuisibles faisant passer le modèle d'un comportement métastable à un comportement instable. La plupart des résultats obtenus sont caractérisés par une dégradation du frottement latéral et une augmentation de la résistance en pointe. Quelques exceptions sont à signaler lorsque l'amplitude du cyclique se rapproche de la valeur du chargement moyen initial appliqué.

A la suite de ces résultats, on a quantifié les déplacements accumulés pour chaque essai et on a procédé à la construction du diagramme de stabilité cyclique pour nos modèles de micropieux.

On a remarqué qu'un diagramme de stabilité cyclique élaboré sur la base de données globales (efforts en tête) mesurées au laboratoire ne peut pas fournir d'aide directement utilisable par les praticiens. Pour cette raison, on a développé un autre diagramme de stabilité que l'on a appelé diagramme de stabilité unitaire et que l'on a construit sur la base des mesures de frottement latéral.

Quelques résultats préliminaires sur le comportement d'un groupe de modèles de micropieux sont présentés. On a pu montrer pour le cas étudié (sable à indice de densité moyen) que le groupe résiste mieux aux chargements cycliques que les modèles isolés.

Un essai à déplacement contrôlé a été finalement présenté. Cet essai a permis de mettre en évidence une dégradation significative de l'effort en tête, du frottement latéral et de la résistance en pointe au cours des cycles. Une très forte dégradation est observée dès le premier cycle. Pour une amplitude cyclique de  $\pm 1$  mm et après 42 cycles, on a quantifié un coefficient de dégradation de 0,32 sur la charge en tête, de 0,23 sur le frottement latéral et de 0,45 sur la résistance en pointe.





## CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVES

Les travaux présentés dans ce mémoire ont été consacrés à l'étude des effets de groupe sur des micropieux en interaction, à partir d'essais sur modèles en laboratoire.

Ce travail, à dominante expérimentale, a nécessité des développements expérimentaux importants, décrit dans le corps du texte, sur deux dispositifs qui ont dû être adaptés pour cette application, à savoir une mini chambre d'étalonnage ( $\Phi 180$  mm) et une chambre d'étalonnage de dimensions plus importantes ( $\Phi 520$  mm).

Le premier dispositif a permis de réaliser une première approche des effets de groupe à partir d'une expérimentation simplifiée sur modèles de diamètre 11,2 mm, et de développer une méthodologie d'étude des effets de groupe sur des inclusions en interaction, qui a ensuite permis d'orienter les travaux dans la chambre d'étalonnage. Cette première étude en mini chambre d'étalonnage a comporté trois volets principaux, résumés ci-dessous :

- un premier volet, consacré à un travail sur des modèles non instrumentés  $\Phi 11,2$  mm isolés, a permis de mettre en évidence l'influence déterminante de l'état initial du massif, en termes de niveau de consolidation et d'indice de densité, ainsi que de la rugosité du fût sur les mesures réalisées.
- un deuxième volet a consisté à réaliser une étude de l'effet de groupe sur les mêmes micropieux modèles. On a tout d'abord mis au point une méthodologie consistant à définir un groupe élémentaire de cinq modèles, et à étudier la réponse du modèle central influencé par les quatre modèles de coin, le modèle central étant alors représentatif d'un micropieu "générique", au sein d'un grand nombre de micropieux.

Sur la base des charges globales mesurées en tête du groupe élémentaire et en tête du modèle central, on a fait une première évaluation de l'effet de groupe en prenant comme référence les résultats obtenus sur les modèles isolés. On a pu montrer que l'effet de groupe évolue légèrement avec le niveau de consolidation, et que le meilleur effet de groupe est obtenu dans le cas d'un sable lâche.

Par ailleurs, on a pu mettre en évidence une différence de comportement entre le modèle central et le groupe. Une première étude de l'effet de l'ordre d'installation et de l'entr'axe

relatif a montré une influence notable de ces paramètres essentiellement sur le comportement du modèle situé au centre de la cellule.

Cette étude a montré la nécessité de réaliser une étude plus approfondie du problème. Il était en effet nécessaire de comprendre l'effet de groupe en termes de résistances unitaires sur le frottement latéral et sur la résistance en pointe de manière découplée.

- le troisième volet de l'étude en mini chambre d'étalonnage a consisté à étudier, moyennant un modèle instrumenté en pointe, l'effet de groupe sur la mobilisation de la résistance en pointe. On a réalisé des mesures de référence sur des modèles isolés qui ont permis de mettre en évidence l'influence des paramètres de base sur la mobilisation de la résistance en pointe.

Les essais réalisés sur des groupes élémentaires de 5 modèles ont ensuite permis de mettre en évidence les interactions existant entre les modèles. On a en particulier pu voir l'influence significative de l'ordre d'installation des modèles sur la mobilisation de la résistance en pointe, ainsi que les couplages existant entre les différents paramètres (entr'axe, ordre d'installation, densité, etc.).

A partir de ces résultats, on a proposé une loi du type hyperbolique pour modéliser la courbe de mobilisation de la résistance en pointe. On est parti des travaux d'Hirayama (1990) dont on a modifié les caractéristiques initiales de la loi hyperbolique pour mieux rendre compte de la non linéarité existante sur la courbe de mobilisation. On a aussi proposé une extension de cette loi pour prendre en compte l'effet de groupe sur la résistance en pointe.

La deuxième grande partie de l'étude a été réalisée en chambre d'étalonnage sur des modèles de diamètre 20 mm, instrumentés en pointe et sur manchon. Ce deuxième type de modèle a permis d'avoir accès, de manière découplée, à la mobilisation de la résistance en pointe et du frottement latéral. Les travaux ont ici été dirigés dans deux directions :

- la première était liée à la poursuite de l'étude réalisée en mini chambre d'étalonnage sur les effets de groupe observés sous chargement monotone, en s'intéressant non seulement à la résistance en pointe, mais aussi au frottement latéral. Les dimensions de la chambre étant suffisamment importantes, on a pu tester des entr'axes variant de  $2.5d$  à  $4.2d$ .

En ce qui concerne l'effet de groupe sur le frottement latéral, la plupart des résultats ont montré que l'effet de groupe est positif sur le frottement latéral. On a montré qu'en optimisant

l'ordre d'installation, on peut améliorer cet effet de groupe (en prenant le modèle central comme repère). Cet effet de groupe est maximum pour l'ordre d'installation C5 et varie de 2.2 à 1.7 pour les entr'axes 2.5d et 4.2d respectivement. Pour ces entr'axes, le coefficient d'efficacité sur la résistance en pointe varie de 0.97 à 0.9.

On a ensuite proposé une optimisation du schéma d'implantation des micropieux pour des applications simples comportant la réalisation d'un grand nombre de micropieux, l'idée de base étant de provoquer un serrage maximum entre les inclusions.

On a ensuite montré là aussi la possibilité de simuler les courbes de mobilisation de la résistance en pointe et du frottement latéral à partir des lois hyperboliques.

- la deuxième direction était liée à une première approche du comportement des micropieux modèles sous sollicitations cycliques.

A partir de nos essais à chargement contrôlé, on a élaboré un diagramme de stabilité cyclique pour le modèle isolé. On a tout d'abord élaboré ce diagramme sur la base de sa définition initiale (Poulos 1988), en réfléchissant ensuite sur la notion de diagramme de stabilité unitaire, plus adapté pour les applications pratiques.

Bien que le travail ne soit pas encore terminé, on a défini un diagramme de stabilité unitaire relatif au frottement latéral. Ainsi des zones stables, métastables et instables ont été définies sur la base d'une combinaison entre le frottement moyen mobilisé sous chargement permanent et le frottement cyclique mobilisé sous l'action d'une certaine amplitude cyclique.

Un premier essai de chargement cyclique sur un groupe élémentaire a montré un comportement plus résistant au chargement cyclique par rapport à un modèle isolé.

Par ailleurs, une forte dégradation du frottement latéral et de la résistance en pointe a été mise en évidence au cours d'un essai à déplacement contrôlé réalisé avec une amplitude de  $\pm 5\%$ d.

En ce qui concerne les perspectives et les prolongements à donner à ce travail, celles-ci sont nombreuses et rendent compte du fait que le domaine est en fait très vaste, complexe, et nécessite encore le développement de nombreuses recherches. On liste donc ci-dessous certains perspectives de recherche pour la poursuite de ce travail, sans prétendre à l'exhaustivité.

Pour ce qui est des effets de groupe sous chargement vertical, il sera encore nécessaire d'approfondir l'étude paramétrique réalisée en confirmant les observations déjà faites et en élargissant la plage des paramètres étudiés (densité, entr'axe, etc.), en liaison avec une étude approfondie de la mobilisation du frottement latéral et de la résistance en pointe. L'approche de la mobilisation de ces grandeurs par une loi hyperbolique paraît intéressante et devrait être poursuivie, pour pouvoir déboucher sur la prise en compte de telles lois dans des logiciels de calcul. Il serait en particulier intéressant de relier les paramètres de la loi à un paramètre caractérisant l'état initial du sol (pour un mode d'installation donné) du type paramètre d'état.

Un résultat important mis en évidence dans ce travail concerne l'influence de l'ordre d'installation des inclusions sur les effets de groupe développés, ceci motivant la réalisation de groupes à neuf inclusions permettant d'étudier et d'optimiser le schéma d'implantation des micropieux. Ceci constitue donc aussi une perspective d'étude intéressante.

En ce qui concerne la technique d'installation des modèles, il serait particulièrement intéressant de se rapprocher d'une technique proche de techniques réelles de fabrication de micropieux forés injectés en vue de comparer les performances de ces modèles avec celles correspondant à une installation par fonçage, avec refoulement, telle qu'elle a été utilisée dans ce travail.

En ce qui concerne les sollicitations cycliques, le domaine est là aussi très vaste et une perspective intéressante serait de poursuivre le travail engagé en termes de diagrammes de stabilité unitaire pour le frottement  $f_s$  (influence de paramètres tels que nombre de cycles, niveau de contrainte, effet de groupe sur l'allure du diagramme de stabilité).

Finalement, une extension des travaux sur les groupes au cas des réseaux (inclusions inclinées) pourrait aussi être envisagée, une telle étude paraissant cependant assez délicate à mener en chambre d'étalonnage (définition d'un « réseau élémentaire », problème des conditions aux limites, gestion de l'interface modèle/embase supérieure du massif, etc.) et étant sans doute plus facile à réaliser en champ libre. Le cas d'inclusions faiblement inclinés dans des configurations simples (jusqu'à quatre modèles) pourrait cependant être envisagée.

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Al-Douri, R.H., Hull, T.S. & Poulos, H.G. (1990). Preparation and measurement of uniform sand beds in the laboratory. Research Report N° : R609. School of Civil and Mining Engineering, University of Sydney, Australia.
- Al-Douri, R.H., Hull, T.S. & Poulos, H.G. (1993). Influence of test chamber boundary conditions on sand bed response. *Geotechnical Testing Journal*, GTJODJ, Vol. 16, N° : 4, pp. 550-562.
- Al-Douri, R.H. & Poulos, H.G. (1994a). Interaction between jacked piles in calcareous sediments. *Comptes rendus de treizième Congrès International de Mécanique des sols et des travaux de Fondations*, New delhy, Vol. 4, pp. 1669-1672.
- Al-Douri, R.H. & Poulos, H.G. (1994b). Cyclic behaviour of pile groups in calcareous sand. *Soils and Foundations*, Vol. 34, N° : 2, pp. 49-59.
- Al-Douri, R.H. & Poulos, H.G. (1995). Predicted and observed cyclic performance of piles in calcareous sand. *Journal of the Geotechnical Engineering*, Vol. 121, N° : 1, pp. 1-16.
- Alimi, I., Bacot, J., Lareal, P., Long, N.T. & Schlosser, F. (1977). Etude de l'adhérence sol-armature. *Comptes rendus du IX congrès international de mécanique des sols et des travaux de fondations*, Tokyo, Vol. 1, pp. 11-14.
- Amar, S. (1993). Les micropieux. Rapport interne, division mécanique des sols et géologie de l'ingénieur. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.
- American Petroleum Institut. (1989). Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms.
- Argema (1988). Capacité portante des pieux. Guides pratiques sur les ouvrages en mer. Publication de l'Association de Recherche en Géotechnique Marine.
- Baguelin, F., Frank, R. & Jézéquel, J.F. (1982). Parameters for friction piles in marine soils. *Second International Conference on Numerical Methods in Offshore Piling*, Austin, pp. 197-214.
- Balachowski, L. (1995). Différents aspects de la modélisation physique du comportement des pieux : Chambre d'Etalonnage et Centrifugeuse. Thèse de doctorat de l'Institut National Polytechnique de Grenoble.
- Baldi, G., Bellotti, R., Ghionna, V., Jamiolkowski, M. & Pasqualini, E. (1982). Design parameters for sands from CPT. *Proceedings of the second European Symposium on Penetration Testing*, Amsterdam, Vol. 2, pp. 425-438.
- Been, K., Crooks, J. H. A., Becker, D. E. & Jefferies, M. G. (1986). The cone penetration test in sands : part I, state parameter interpretation. *Géotechnique*, Vol.36, N° : 2, pp. 239-249.

- Been, K. & Jefferies, M. G. (1985). A state parameter for sands. *Géotechnique*, Vol.35, N° : 2, pp.99-112.
- Bell, F.G. & Kiss, P. (1993). A practical guide to the use of mini-piles for underpinning : with illustrative case histories. *Architectural science review*, Vol. 36, N° : 1, pp. 23-30.
- Bellotti, R., Bizzi, G. & Ghionna, V.N. (1982). Design, Construction and use of a calibration chamber. *Proceedings of the second European Symposium on Penetration Testing*. Amsterdam, Vol. 2, pp. 439-446.
- Bellotti, R., Bizzi, G., Ghionna, V., Jamiolkowski, M., Marchetti, S. & Pasqualini, E. (1979). Preliminary calibration tests of electrical cone and flat dilatometer in sand. *Design Parameters in Geotechnical Engineering*. BGS, London, Vol.2, pp. 195-200.
- Bond, A.J., Jardine, R.J. & Dalton, J.C.P. (1991). The design and performance of the Imperial College instrumented pile. *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 14, N° : 4, pp. 413-424.
- Boulon, M. (1995). Le rôle des interfaces sol-structure dans le calcul des ouvrages. Séminaire : De la Géologie au Calcul des Ouvrages, Grenoble.
- Boulon, M., Desrues, J., Foray, P. & Forgue, M. (1980). Numerical model for foundation under cyclic loading. Application to piles. *Proceedings of the International Symposium on Soils under Cyclic and Transient Loading*, Swansea, pp. 681-694.
- Boulon, M., Plytas, C. & Foray, P. (1986). Comportement d'interface et prévision du frottement latéral le long des pieux et tirants d'ancrage. *Revue Française de géotechnique*, N° : 35, pp. 31-48.
- Brandon, T.L. & Clough, G.W. (1991). Methods of sample fabrication in the virginia tech calibration chamber. *Proceedings of the first international symposium on calibration chamber testing*. Potsdam. New york, pp. 119-133.
- Briaud, J.L. & Tucker, L.M. (1984). Piles in sand : a method including residual stresses. *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 110, N° : 11, pp. 1666-1679.
- Briaud, J.L., Tucker, L.M. & E. Ng. (1989). Axially loaded 5 pile group and a single pile in sand. *Compte-Rendus du douzième Congrès International de Mécanique des Sols et des travaux de Fondations*, Rio de Janeiro, Vol. 2, pp. 1121-1124.
- Bustamante, M. & Doix, B. (1985). Une méthode pour le calcul des tirants et des micropieux injectés. *Bulletin de liaison des laboratoires des Ponts et Chaussées*, N° : 140, pp. 75-92.
- Bustamante, M., Frank, R. & Gianceselli, L. (1989). Prévision de la courbe de chargement de fondations profondes isolées. *Compte-Rendus du douzième Congrès International de Mécanique des Sols et des travaux de Fondations*, Rio de Janeiro, Vol. 2, pp. 1125-1126.
- Bustamante, M. & Gianceselli, L. (1981). Prévision de la capacité portante des pieux isolés sous charge verticale : Règles pressiométriques et pénétrométriques. *Bulletin de liaison des laboratoires des Ponts et Chaussées*, N° : 113, pp.83-108.

Bustamante, M. & Gianceselli, L. (1987). Le dimensionnement des fondations profondes : l'expérience des laboratoires des Ponts et Chaussées. Bulletin des liaisons des laboratoires des Ponts et Chaussées, N° : 149, pp.13-21.

Bustamante, M., Gianceselli, L., Ledoux, J.L., Seigle, B. & Klos, J. (1983). Portance des micropieux dans les marnes. Bulletin de liaison des laboratoires des Ponts et Chaussées, N° : 128, pp. 47-53.

Canou, J. (1989). Contribution à l'étude et à l'évaluation des propriétés de liquéfaction des sables. Thèse de doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.

Casagrande, A. (1936). Characteristics of cohesionless soils affecting the stability of slopes and earth fills. Journal of the Boston society of civil engineers pp. 13-32.

Chapman, G.A. (1974). A calibration chamber for field test equipment. First European Symposium on Penetration Testing, Stockholm, Vol. 2, pp. 59-64.

Chin, J.T. & Poulos, H.G. (1996). Tests on model jacked piles in calcareous sand. Geotechnical Testing Journal, Vol. 19, N° : 2, pp. 164-180.

Chow, F. (1995). Field measurements of stress interactions between displacement piles in sand. Ground Engineering, July/August 1995, pp. 36-40.

Chow, F. (1996). Investigations into the behaviour of displacement piles for offshore foundations. Ph.D. Imperial College of Science, Technology & medicine.

Colliat-Dangus, J.L. (1986). Comportement des matériaux granulaires sous fortes contraintes. Influence de la nature minéralogique du matériau étudié. Thèse de doctorat, Université de Grenoble.

Combarieu, O. (1988). Amélioration des sols par inclusions rigides verticales. Application à l'édification de remblais sur sols médiocres. Revue Française de Géotechnique, N° : 44. pp. 57-79.

De Beer, E. (1988). Different behaviour of bored and driven piles. Deep foundations on bored and auger piles. Van Impe (ed.), Balkema, Rotterdam, pp. 47-82.

de Ruiter, J. & Beringen, F.L. (1979). Pile foundations for large north sea structures. Marine Geotechnology, Vol. 3, N° : 3, pp. 267-314.

Desai, C.S., Drumm, E.C. & Zaman, M.M. (1985). Cyclic testing and modeling of interfaces. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 111, N° : 6, pp. 793-815.

Diyaljee, A.V. & Raymond, P.G. (1982). Repetitive load deformation of cohesionless soil. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 108, N° : GT10, pp. 1215- 1229.

Document MTS. (1993). TestStarII Control System.

Document MTS. (1995). Proposition n° M52/924-4A.



Document ISHEBECK (1993).

Document SOL ETANCHE (1991).

D.T.U.13.2 (1978). Travaux de fondations profondes pour le bâtiment. Additif Modificatif N° 2 au cahier des charges du D.T.U.13.2 de Juin 1978 (1991). Centre Scientifique et Technique du Bâtiment, Paris.

Dubreucq, T., Garnier, J., Favraud, C. (1995). Effet de groupe de micropieux sous charge axiale. Rapport du projet national de recherche FOREVER, N° : FO/94/06. 22.

Dupla, J.C. (1995). Application de la sollicitation d'expansion de cavité cylindrique à l'évaluation des caractéristiques de liquéfaction d'un sable. Thèse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.

Eissautier, M. (1986). Frottement latéral des pieux en milieu pulvérulent. Thèse de doctorat, Institut National Polytechnique de Grenoble.

Fioravante, V., Jamiolkowski, M., Tanizawa, F. & Tatsuoka, F. (1991). Results of CPT's in Toyoura sand. Proceedings of the First International Symposium on Calibration Chamber Testing/ISOCCT1, Potsdam, New York, pp. 135-146.

Fond.(1972). Fondations courantes d'ouvrages d'art. LCPC-SETRA.

Foray, P. (1991). Scale and boundary effects on calibration chamber pile tests. Proceedings of the First International Symposium on Calibration Chamber Testing/ISOCCT1, Potsdam, New York, pp. 147-160.

Foray, P., Balachowski, L. & Labanieh, S. (1995b). Modélisation physique des ouvrages géotechniques en Chambre d'Etalonnage. Colloque sur les modèles réduits en Génie Civil, Nantes, pp. 55-68.

Foray, P., Branque, D., Maire du Poset, A. & Nguyen, T. (1995a). Etudes des groupes de micropieux sous charge axiale en chambre d'étalonnage. Rapport du projet national de recherche FOREVER, N° : FO/94/13, 82 pages.

Foray, P., Genevois, J.M., Labanieh, S. & Goulois, A. (1989). Effet de la mise en place sur la capacité portante des pieux dans les sables. Compte-Rendus du douzième Congrès International de Mécanique des Sols et des travaux de Fondations, Rio de Janeiro, Vol. 2, pp. 913-914.

Foray, P. & Maire du Poset, A. (1994). Essais de micropieux isolés en chambre d'étalonnage. Rapport du projet national de recherche FOREVER, N° : FO/93/07.

Frank, R. (1975). Etude théorique du comportement des pieux sous charge verticale. Introduction de la dilatance. Laboratoire Central des Ponts et chaussées. Rapport de recherche N° : 46.

Frank, R., Maleki, K. (1995). Analyse des groupes de micropieux par approche semi-analytique. Rapport du projet national de recherche FOREVER, N° : FO/95/01.

Frank, R. & Zhao, S.R. (1982). Estimation par les paramètres pressiométriques de l'enfoncement sous charge axiale de pieux forés dans les sols fins. Bulletin de liaison des laboratoires des Ponts et Chaussées, N° : 119, pp. 17-24.

Gambin, M. (1963). Calcul du tassement d'une fondation profonde en fonction des résultats pressiométriques. Sols-soils, N° : 7, pp. 11-31.

Garnier, J. (1997). Validation des modèles physiques et numériques : problème des effets d'échelle. Compte-Rendus du 14<sup>ème</sup> Conférence International de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations, Hambourg, Vol.2, pp. 659-662.

Genevois, J.M. (1989). Capacité portante des pieux à grande profondeur. Simulation physique à l'aide d'une chambre de calibration. Thèse de doctorat. Université Joseph Fourier-Grenoble I.

Guilloux, A. (1984). Estimation du frottement latéral sol-inclusion dans le clouage des sols. Comptes Rendus du Colloque International sur le Renforcement en place des Sols et des Roches, Paris, pp. 65-70.

Guilloux, G., Schlosser, F. & Long, N.T. (1979). Etude du frottement sable-armature en laboratoire. Comptes Rendus du Colloque International sur le Renforcement des sols, Paris, Vol. I, pp. 35-40.

Herbst, F.T. (1994). The Gewi - Pile. A micropile for retrofitting, seismic upgrading and difficult installation. Proceedings of the International Conference on Design and Construction of Deep Foundations, Vol. 2, pp. 913-930.

Hirayama, H. (1990). Load settlement analysis for bored piles using hyperbolic transfer function. Soils and Foundations, Vol. 30, N° : 1, pp. 55-64.

Hirayama, H. (1991). Closure of the discussions on the paper « Load settlement analysis for bored piles using hyperbolic transfer function ». Soils and Foundations, Vol. 31, N° : 3, pp. 144-146.

Hoteit, N. (1990). Contribution à l'étude du comportement d'interface sable-inclusion et application du frottement apparent. Thèse de l'Institut National Polytechnique de Grenoble.

Houlsby, G. T. & Hitchman, R. (1988). Calibration chamber tests of a cone penetrometer in sand. Géotechnique, Vol. 38, N° : 1, pp. 39-44.

Hunter, A.H & Davisson, M.T. (1969). Measurements of pile load transfer. Performance of deep foundations, ASTM STP 444, 106-117.

Kérisel, & ADAM. (1962). Fondations profondes. Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, série SF, N° : 39.

Kolbuszewski, J.J. (1948). An experimental study of the maximum and minimum porosities of sands. Proceedings of the second International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rotterdam, Vol.1, pp. 158-165.

Kraft, L.M., Ray, R.P. & Kagawa, T. (1981). Theoretical t-z curves. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 107, N° : GT11, pp. 1543-1561.

Lee, C.Y. & Poulos, H.G. (1990). Experimental investigations of axial capacity of model grouted piles in marine calcareous sediments. Research Report N° : R618. School of Civil and Mining Engineering, University of Sydney, Australia.

Lehane, B.M. (1992). Experimental investigations of displacement pile behaviour using instrumented field piles. PhD Thesis, Imperial College of Science, Technology & medicine.

Lehane, B.M., Jardine, R.J., Bond, A.J. & Frank, R. (1993). Mechanisms of shaft friction in sand from instrumented pile tests. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 119, N° : 1, pp. 19-35.

Leonard, G. A. & Darrag, A. A. (1989). Discussion of the paper " analysis of residual stress effects in piles ". Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE Vol. 115, N° : 4, pp. 589-593.

Lerat, P. (1996). Etude de l'interface sol-structure dans les milieux granulaires à l'aide d'un nouvel appareil de cisaillement simple annulaire. Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.

Lerat, P., Boulon, M., & Schlosser, F. (1997b). Etude expérimentale de l'interface sol-structure dans les milieux granulaires. Revue française de génie civil. Vol. 1. N° : 2, pp.345-366.

Lerat, P., Schlosser, F. & Vardoulakis, I. (1997a). Nouvel appareil de cisaillement annulaire pour l'étude des interfaces matériau granulaire-structure. Compte-Rendus du 14<sup>ème</sup> Conférence International de Mécanique des Sols et des travaux de Fondations, Hambourg. Vol. 2, pp. 363-366.

Levacher, D., Garnier, J. & Chambon, P. (1994). Reconstitution d'éprouvettes de sable. Appareils de pluviation. Revue Française de Géotechnique, N° : 68, pp. 49-56.

Litzler, F. & Marchal, A. (1996). Etude du comportement mécanique du sable de Fontainebleau sous cisaillement monotone. Rapport du stage scientifique ENPC.

Liu, J. L., Yuan, Z. L. & Zhang, K. P. (1985). Cap-pile -soil interaction of bored pile groups. Proceedings of the Eleventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, Vol. 3, pp. 1433-1436.

Lizzi, F. (1982a). The « pali radice » (root pile). A state-of-the-art report. Proceedings of symposium on Recent Development in ground Improvement Techniques, Bangkok, pp. 417-432.

Lizzi, F. (1982b). The static restoration of monuments. Sagep Publisher, Genova.

Lizzi, F. & Carnevale, G. (1979). Les réseaux de pieux racines pour la consolidation des sols. Aspects théoriques et essais sur modèle. Comptes Rendus du Colloque International sur le Renforcement des sols, Paris, Vol. 2, pp. 317-324.

Maléki, K. (1995). Contribution à l'étude du comportement des micropieux isolés et en groupe. Thèse de doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.

Maléki, K. & Frank, R. (1994). Groupes de pieux chargés axialement. Rapport du projet national de recherche FOREVER, N° : FO/93/06.

Maléki, K., Frank, R. & Maurel, C. (1995). Etude de l'effet de groupe sous charge axiale. Expérimentation de Rueil Malmaison. Rapport du projet national de recherche FOREVER, N° : FO/94/02.

McManus, K.J. & Berril, J.B. (1995). Etude du comportement du micropieu sur table vibrante. Rapport du projet national de recherche FOREVER, N° : FO/94/12.

Miura, S. & Toki, S. (1982). A sample preparation method and its effect on static and cyclic deformation-strength properties of sand. Soils and Foundations, Vol. 22, N° : 1, pp. 61-77.

Mokrani, L. (1991). Simulation physique du comportement des pieux à grande profondeur en chambre de calibration. Thèse de doctorat de l'Institut National Polytechnique de Grenoble.

O'Neill, M.W. (1983). Group action in offshore piles. Proc. Conf. on Geotechnical practice in offshore engineering, ASCE, Austin, Tex., pp. 25-64.

Parkin, A.K. & Lunne, T. (1982). Boundary effects in the laboratory calibration of a cone penetrometer for sand. Proceedings of the second European Symposium on Penetration Testing, Amsterdam, pp. 761-767.

Passalacqua, R. (1991). A sand spreader used for the reconstruction of granular soil models. Soils and Foundations, Vol. 3, N° : 2, pp. 175-180.

Pearlman, S.L., Campbell, B.D. & Withiam, J.L. (1992). Slope Stabilization Using In-Situ Earth Reinforcements. Conference on Stability and Performance of Slopes and Embankments, Berkely, Vol. 2, pp. 1333-1347.

Pello, T., Plumelle, C. & Raynaud, D. (1995). Expérimentation en vraie grandeur de groupes de micropieux. Réalisation des micropieux. Rapport du projet national de recherche FOREVER, N° : FO/94/05.

Pitt, J.M. & Rohde, J.R. (1984). Fly ash micro-piles. An alternative for railway substructure reinforcements. Proceedings of the International Conference in Situ Soil and Rock Reinforcements, Paris, pp. 91-96.

Plumelle, C. (1979). Etude expérimentale du comportement des tirants d'ancrage. Thèse de doctorat, Université de Paris VI.

- Plumelle, C. (1994). Etude de faisabilité d'une expérimentation en vraie grandeur de groupes de micropieux. Rapport du projet national de recherche FOREVER, N° : FO/93/12.
- Plumelle, C. & Raynaud, D. (1996). Essais de chargement des micropieux isolés et de groupes. Rapport du projet national de recherche FOREVER, N° : FO/95/03.
- Potyondy, J.G. (1961). Skin friction between various soils and construction materials of soil mechanics. *Geotechnique International Journal*, Vol. 11, N° : 4, pp. 339-353.
- Poulos, H.G. (1987). Analysis of residual stress effects in piles. *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 113, N° : 3, pp. 216-229.
- Poulos, H.G. (1988a). Cyclic stability diagram for axially loaded piles. *Journal of Geotechnical Engineering Division*, Vol. 114, N° : 8, pp. 877-895.
- Poulos, H.G. (1988b). Cyclic stability diagram for axially loaded piles. Research Report N° : R574. School of Civil and Mining Engineering, University of Sydney, Australia.
- Poulos, H.G. (1988c). Cyclic axial loading analysis of piles in sand. Research Report N° : R575. School of Civil and Mining Engineering, University of Sydney, Australia.
- Poulos, H.G. & Davis, E.H. (1990). *Pile Foundation Analysis and Design*. Robert E. Krieger publishing company.
- Poulos, H.G. & Lee, C.Y. (1989). Behaviour of grouted piles in offshore calcareous sand. *Compte-Rendus du douzième Congrès International de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations*, Rio de Janeiro, Vol. 2, pp. 955-958.
- Puech, A., Foray, P., Boulon, M. & Desrues, J. (1979). Calcul des pieux à l'arrachement à partir d'un modèle numérique en contraintes effectives-premiers résultats. *Proceeding of the 7th European Conference on Soils Mechanics and Foundation Engineering*, Brighton, Vol. 1, pp. 227-233.
- Rad, N.S. & Tumay, M.T. (1987). Factors affecting sand specimen preparation by raining. *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 10, N° : 1, pp. 31-37.
- Randolph, M. F. & Jewell, R.J. (1989). Load transfer model for piles in calcareous soil. *Compte-Rendus du douzième Congrès International de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations*, Rio de Janeiro, Vol. 1, pp. 479-484.
- Reese, L.C. (1978). Design and construction of drilled shafts. 12th Terzaghi Lecture. *Proc. ASCE*, Vol. 104, N°GT1, pp. 95-116.
- Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil. Fascicule N° 62 - Titre V (1993).
- Robertson, P. K. & Campanella, R. G. (1983). Interpretation of cone penetration tests. Part I: sand. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 20, N° : 4, pp.718-733.

Robinsky, E.I. & Morrison, C.F. (1964). Sand displacement and compaction around model friction piles. *Revue Canadienne de Géotechnique*, Vol 1, N° : 2, pp. 81-93.

Rowe, P.W. (1962). The stress-dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact. *Proc. of the British Royal Society*, A269, pp. 500-527.

Sayed, M.S. & Bakeer, M.R. (1992). Efficiency formula for pile groups. *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 118, N° : 2, pp. 278-299.

Schlosser, F. (1988). *Eléments de mécanique des sols*. Cours de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.

Schlosser, F., Frank, R., Unterreiner, P. & Plumelle, C. (1992). Renforcement des sols par micropieux. Rapport du projet national de recherche FOREVER.

Schlosser, F. & Guilloux, A. (1981). Le frottement dans le renforcement des sols. *Revue Française de Géotechnique*, N° : 16, pp. 65-77.

Schnaid, F. & Houlsby, G. T. (1991). An assessment of chamber size effects in the calibration of in situ tests in sand. *Géotechnique*, Vol. 41, N° : 3, pp. 437-445.

Schnaid, F. & Houlsby, G. T. (1992). Measurement of the properties of sand in a calibration chamber by the cone pressuremeter test. *Géotechnique*, Vol. 42, N° : 4, pp.587-601.

Serratrice, J.F. & Vallanchon, H. (1996). Essais oedométriques  $K_0$  sur le sable de Fontainebleau. Laboratoire Regional des Ponts et Chaussées, Aix en Provence, Dossier N° : 11145.01/43.

Shakhirev, V., Magnan, J.P. & Ejjaouani, H. (1996). Etude expérimentale du comportement du sol lors du fonçage des pieux. *Bulletin de liaison des laboratoires des Ponts et Chaussées*, N° : 206, pp. 95-116.

Shublaq, E.W. (1992). Soil disturbance due to insatallation of model piles and piles groups. *Soils and Foundations*, Vol. 32, N° : 4, pp. 17-26.

Sid-Ahmed, R. (1989). Frottement latéral des pieux dans les sables. Thèse de doctorat, Université de Nantes.

Sladen, J.A., D'hollander, R.D. & Krahn, J. (1985). The liquefaction of sands, a collapse surface approach. *Canadien Geotechnical Journal*, Vol. 22, N° : 4, pp. 564-578.

Sweeney, B.P. & Clough, G.W. (1990). Design of a large calibration chamber. *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 13, N° : 1, pp. 36-44.

Tabucanon, J.T. & Airey, D.W. (1992). Interface tests to investigate pile skin friction in sands. Research Report N° : R662. School of Civil and Mining Engineering, University of Sydney, Australia.

Tejchman, A. & Gwizdala, K. (1979). Analysis of safety factors of bearing capacity for large diameters piles. Proceedings of the 7th European Conference on Soils Mechanics and Foundation Engineering, Brighton, Vol. 1, pp. 293-296.

Tejchman, A. & Tejchman, J. (1994). Scale effect in pile model tests due to different pile and grain diameters. Comptes rendus du treizième Congrès International de Mécanique des Sols et des travaux de Fondations, New delhy, Vol. 2, pp. 717-720.

Tejchman, J. & Wu, W. (1995). Experimental and numerical study of sand-steel interfaces. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics. Vol. 19, pp. 513-536.

Touati, M.A. (1982). Comportement mécanique des sols pulvérulents sous fortes contraintes. Thèse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.

Uesugi, M. & Kishida, H. (1986a). Influential factors of friction between steel and dry sands. Soils and foundations, Vol. 26, N° : 2, pp. 33-46.

Uesugi, M. & Kishida, H. (1986b). Frictional resistance at yield between dry sand and mild steel. Soils and Foundations, Vol. 26, N° : 4, pp. 139-149.

Vesic, A.S. (1965). Ultimate loads and settlements of deep foundations in sand. Proceeding of a Symposium on bearing capacity and settlement of foundations, Duke Univ. pp. 53-68.

Vesic, A.S. (1969). Experiments with instrumented pile groups in sand. Performance of deep foundations, ASTM STP. 444, pp. 177-222.

Vesic, A.S. (1977). Design of pile foundations. National cooperative highway research program. Synthesis of highway practice.

Vesic, A.S. & Clough, G.W. (1968). Behaviour of granular materials under high stresses. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 94, N° : SM3, pp. 661-688.

Vezole, P. (1994). Technologies de micropieux; micropieux à armatures métalliques scellées dans le sol. Rapport du projet national de recherche FOREVER N° : FO/93/05.

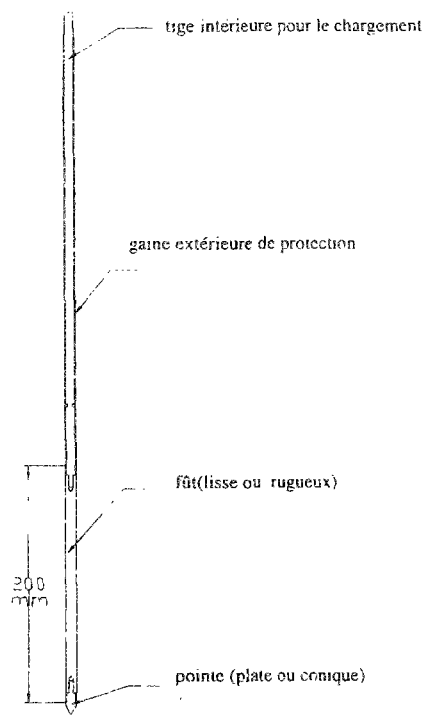
Wernick, E. (1977). Stresses and strains on the surface of anchors. Comptes Rendus du neuvième Conférence International de Mécanique des Sols et des Fondations. Tokyo, Special session 4, pp. 113-119.

Wernick, E. (1978). Skin friction of cylindrical anchors in non-cohesive soils. Symposium on soil reinforcing and stabilising techniques, Sydney, Australia, pp. 201-219.

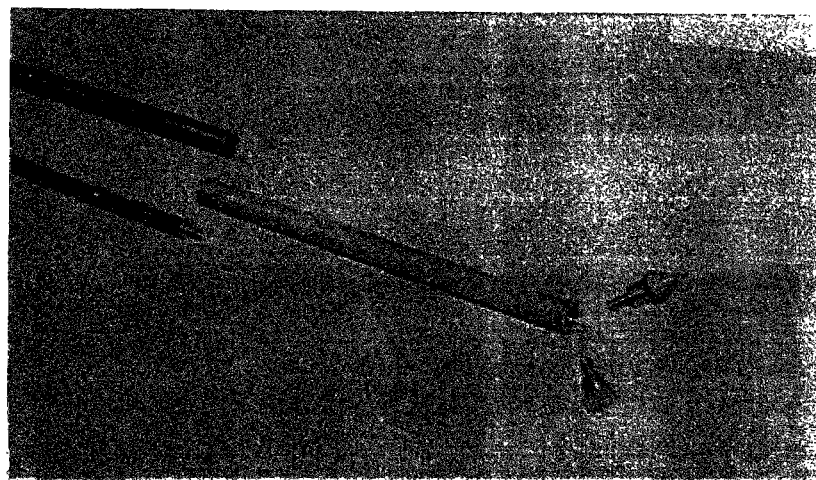
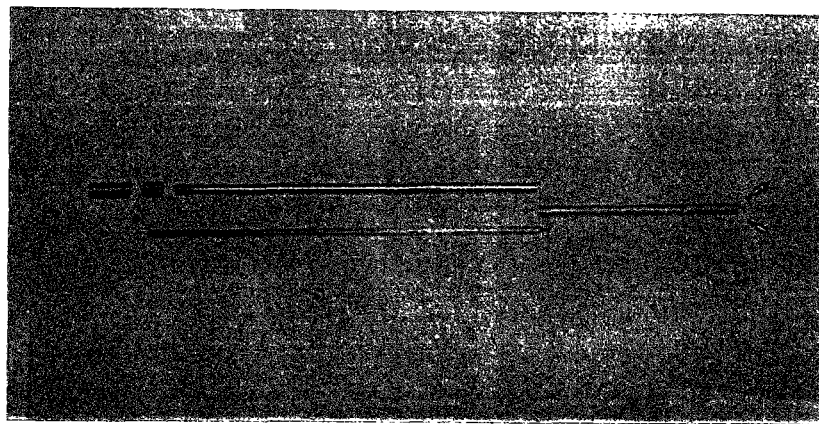
## ***ANNEXE 1***







(a)



(b)

*Figure 1 Micropieux modèles utilisés : a) schéma de principe ; b) vues des différentes pièces composant l'inclusion*

# TestStar II Control System



*Figure 2 Vue de la boîte de contrôle digital et du système de contrôle manuel (MTS 1993)*

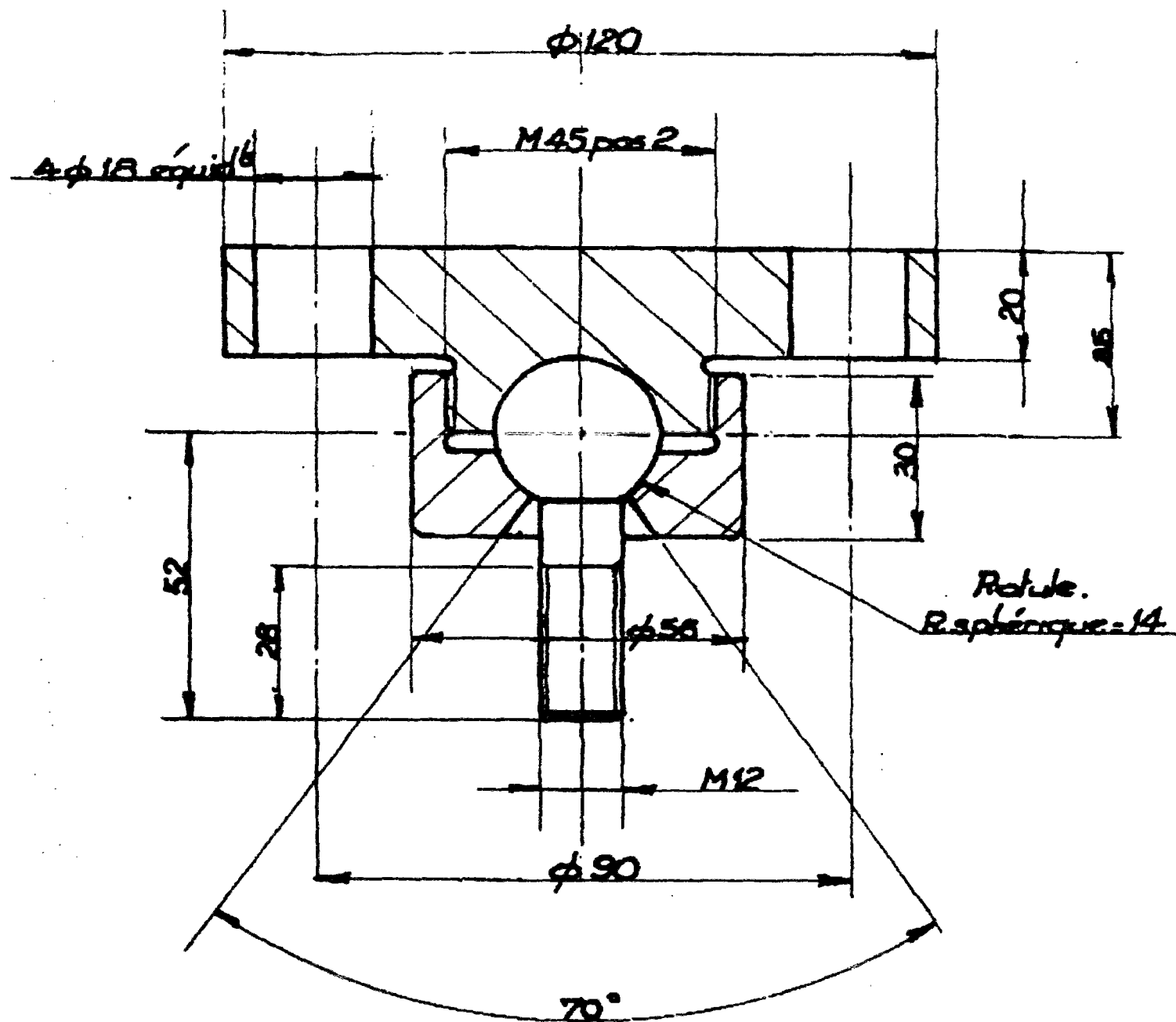
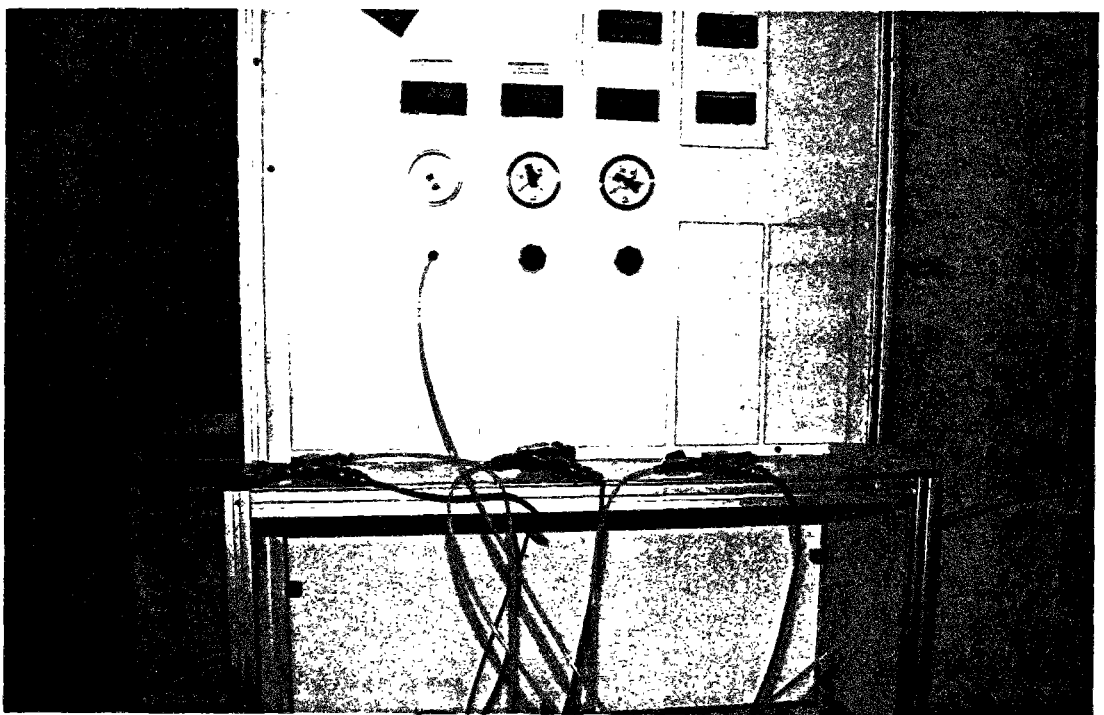


Figure 3 Système d'accrochage adapté pour les essais cycliques





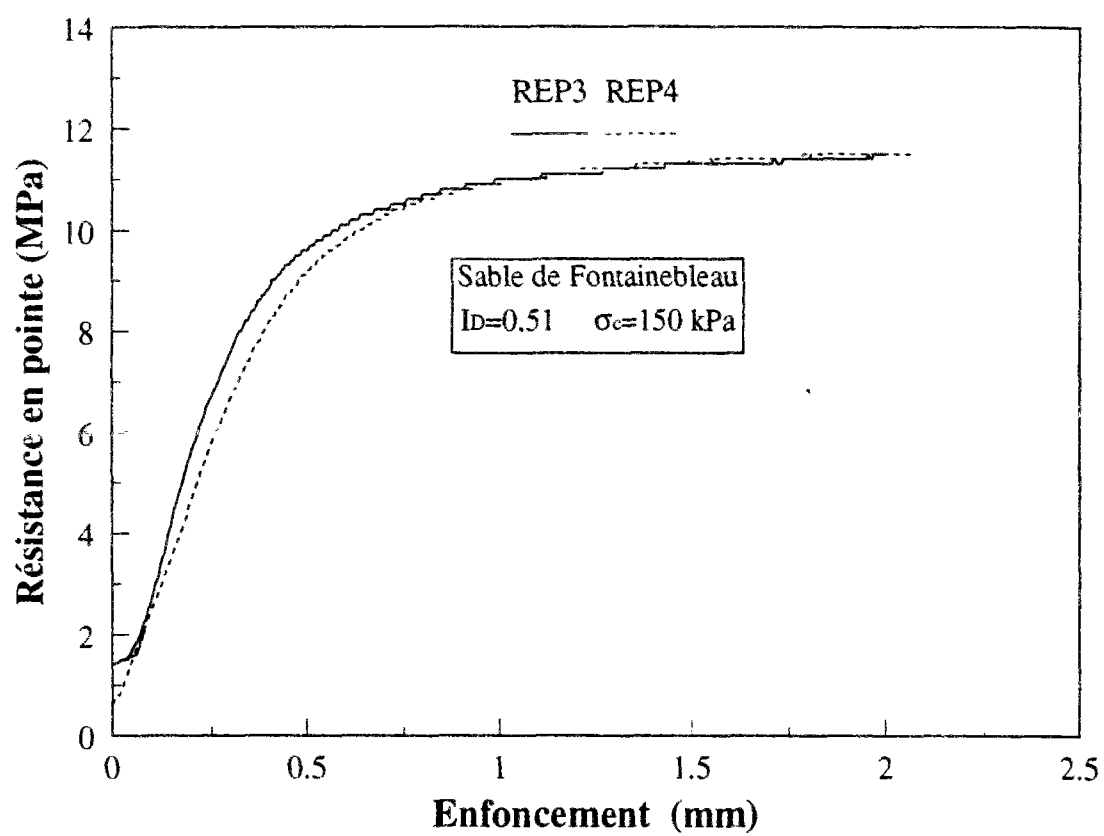
*Figure 4 Tableau de commande et des branchements de capteurs de pression*



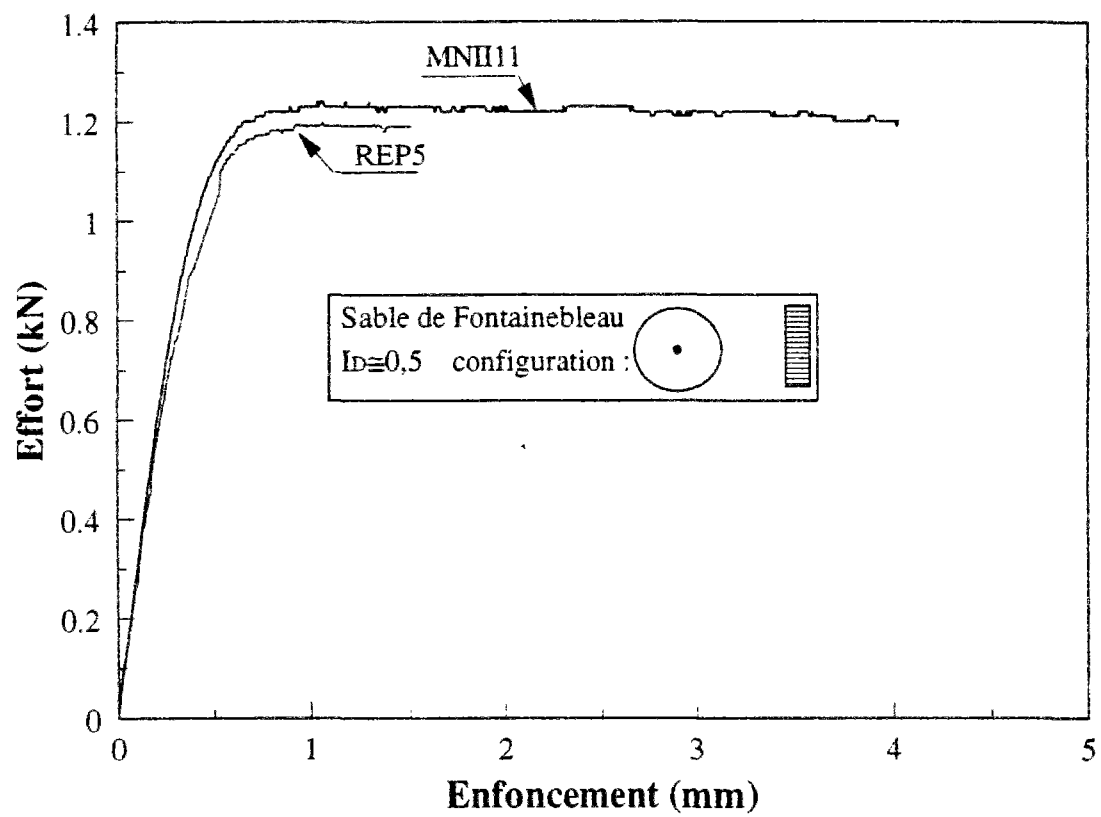
## ***ANNEXE 2***



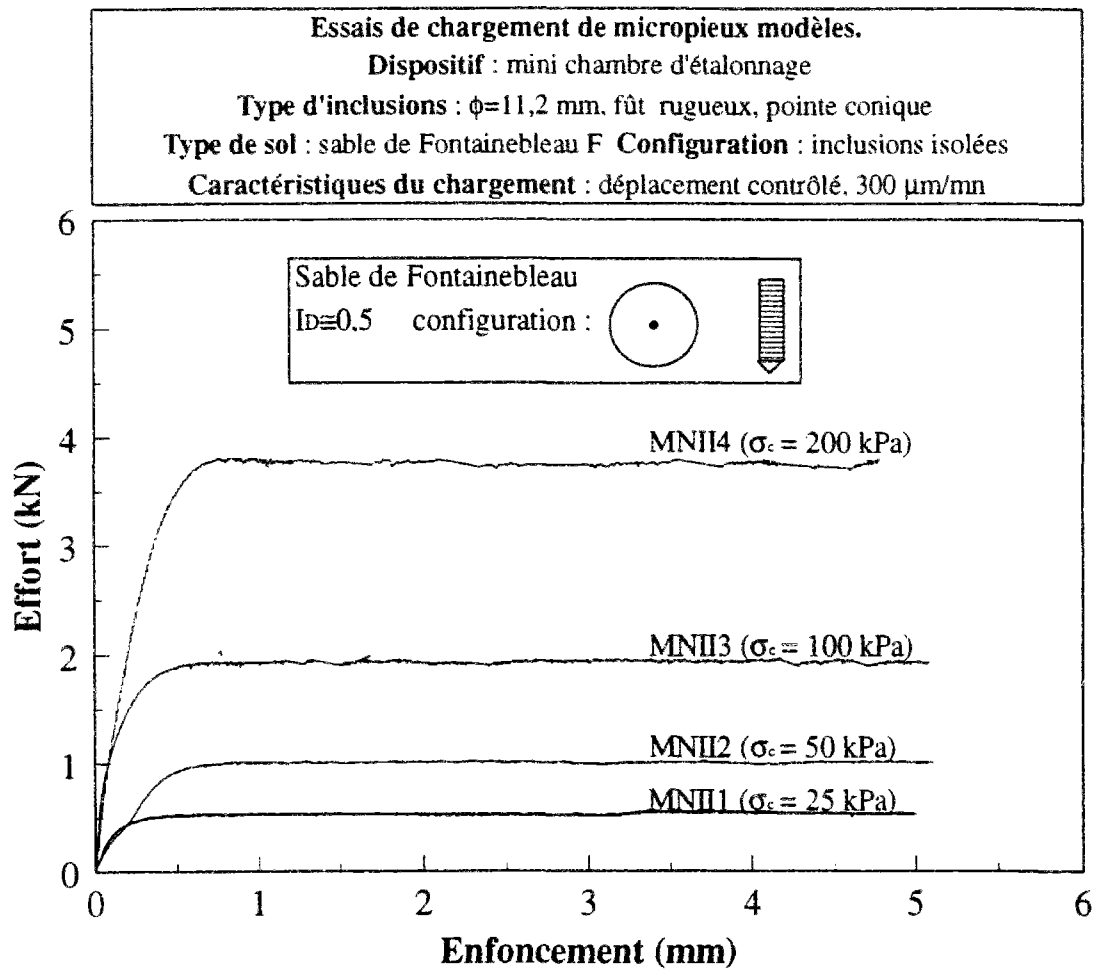




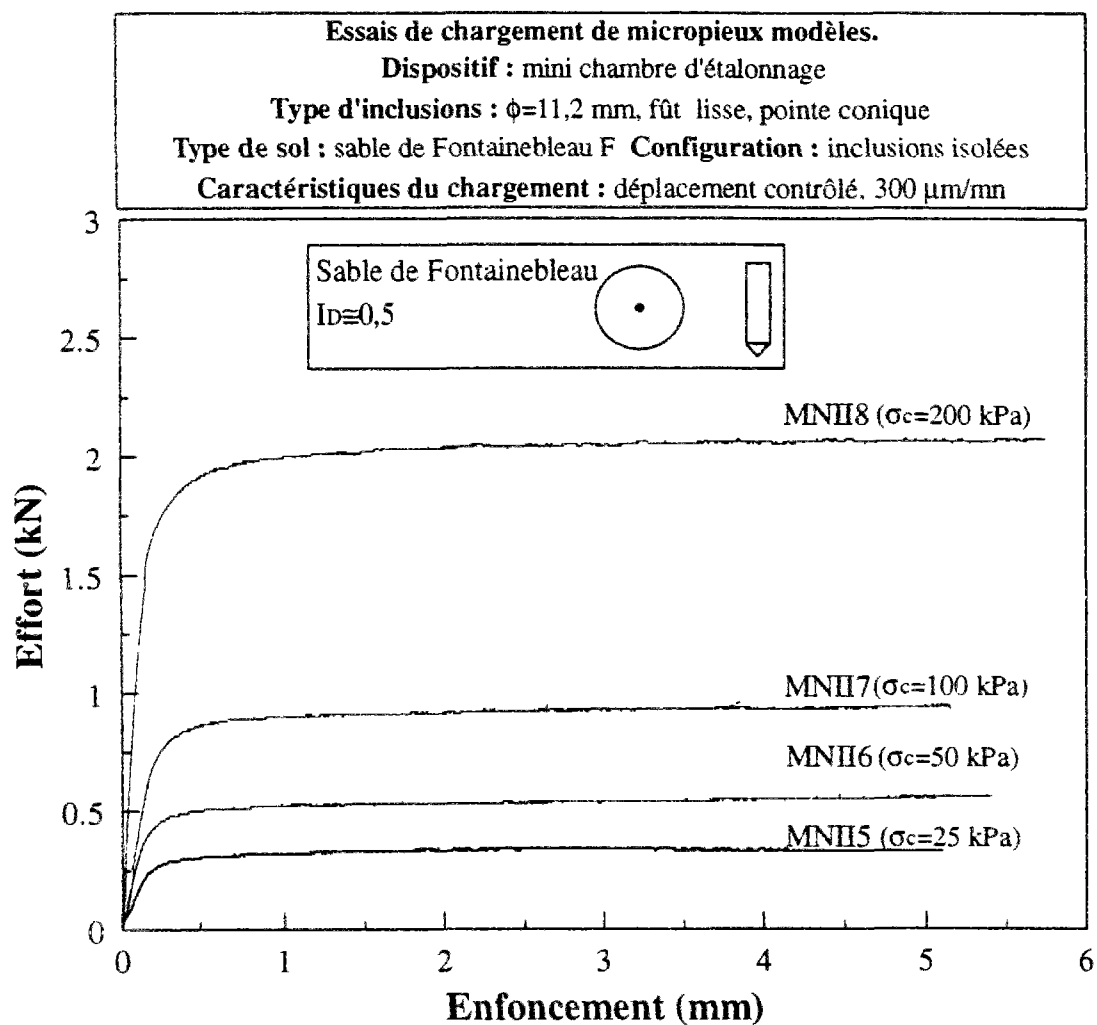
*Figure 1 Répétabilité des essais en mini chambre d'étalonnage ; essais avec un mini-pénétromètre*



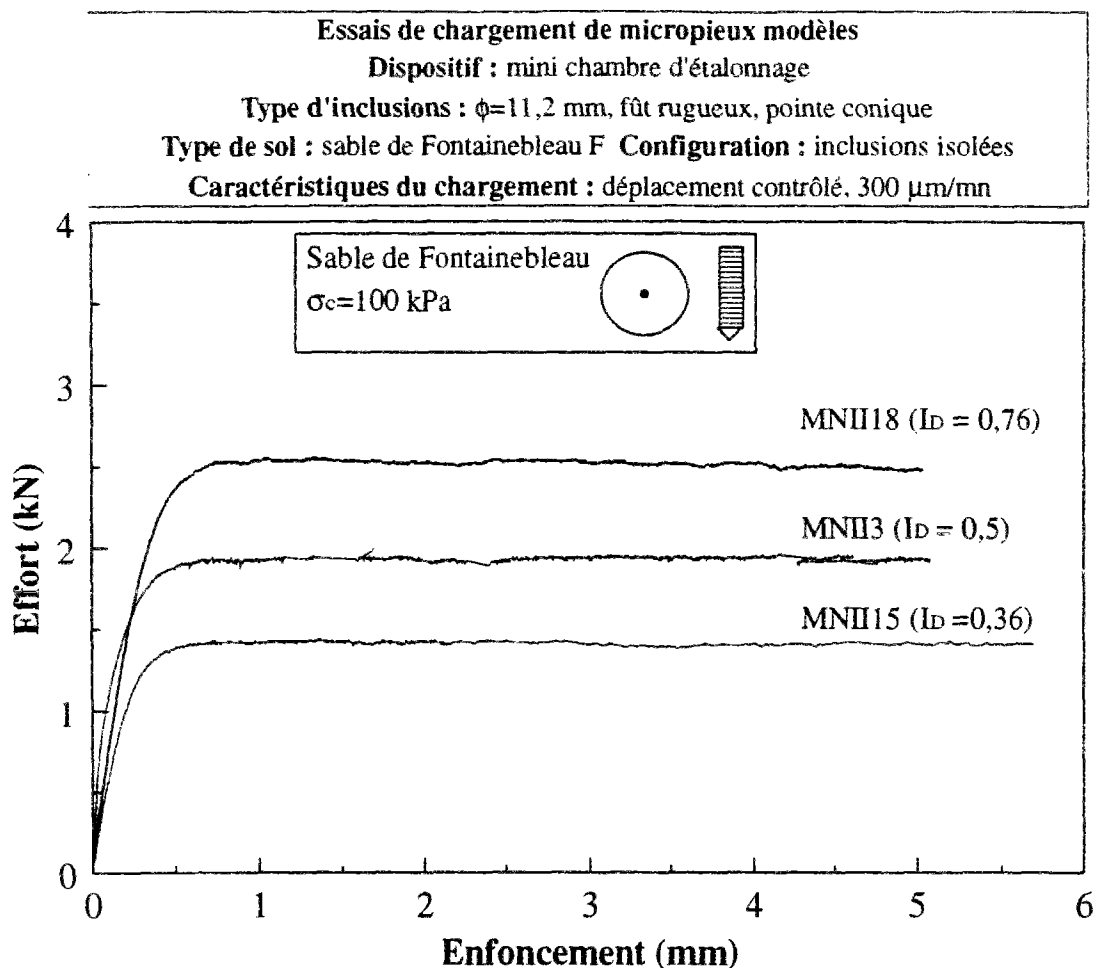
**Figure 2 Répétabilité des essais en mini chambre d'étalonnage ; essais avec un modèle non instrumenté**



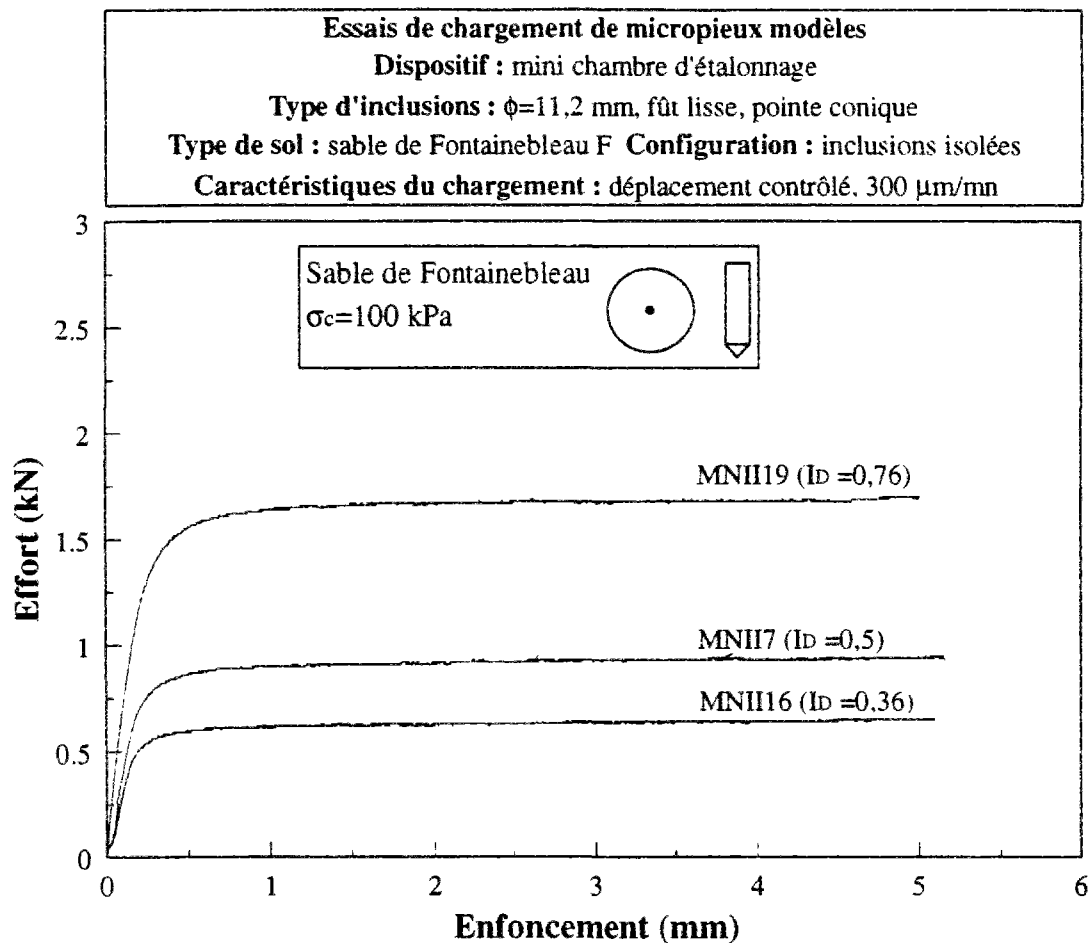
*Figure 3 Influence de la contrainte de consolidation du massif sur la réponse des micropieux modèles isolés : cas de l'inclusion à fût rugueux et pointe conique*



*Figure 4 Influence de la contrainte de consolidation du massif sur la réponse des micropieux modèles isolés : cas de l'inclusion à fût lisse et pointe conique*



*Figure 5 Influence de l'indice de densité initial du massif sur la réponse des micropieux modèles isolés : cas de l'inclusion à fût rugueux et pointe conique*

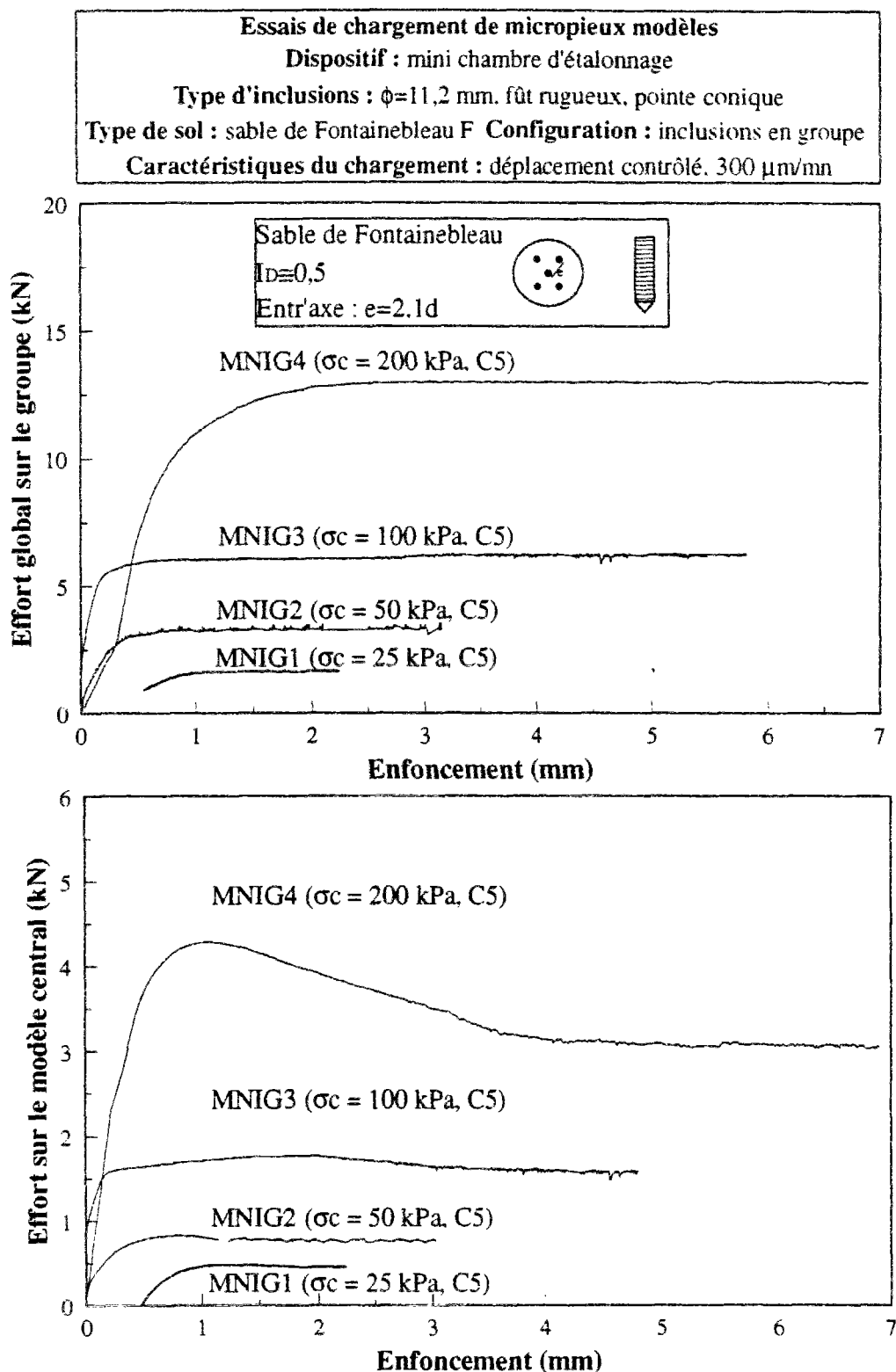


*Figure 6 Influence de l'indice de densité initial du massif sur la réponse des micropieux modèles isolés : cas de l'inclusion à fût lisse et pointe conique*

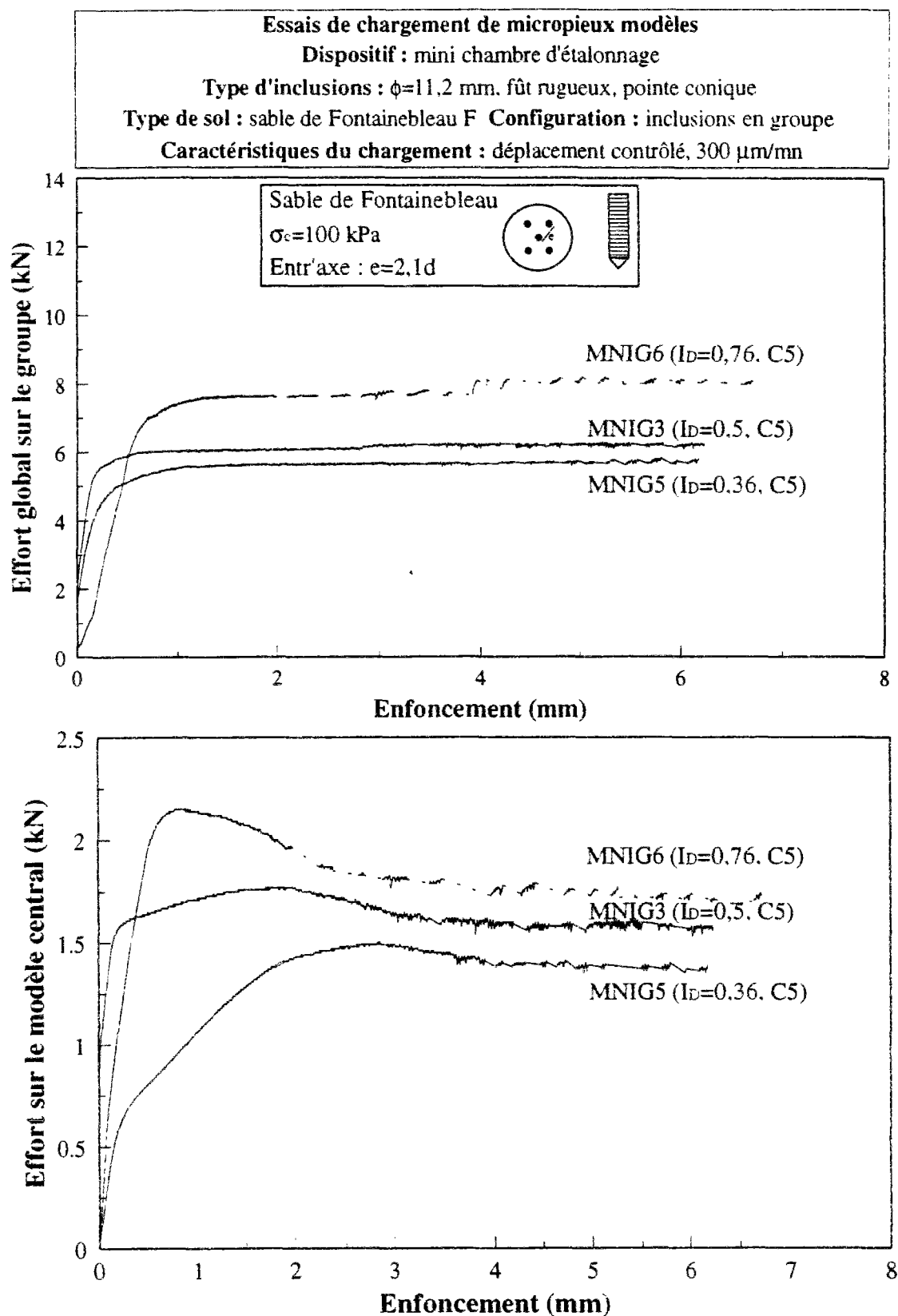
## ***ANNEXE 3***



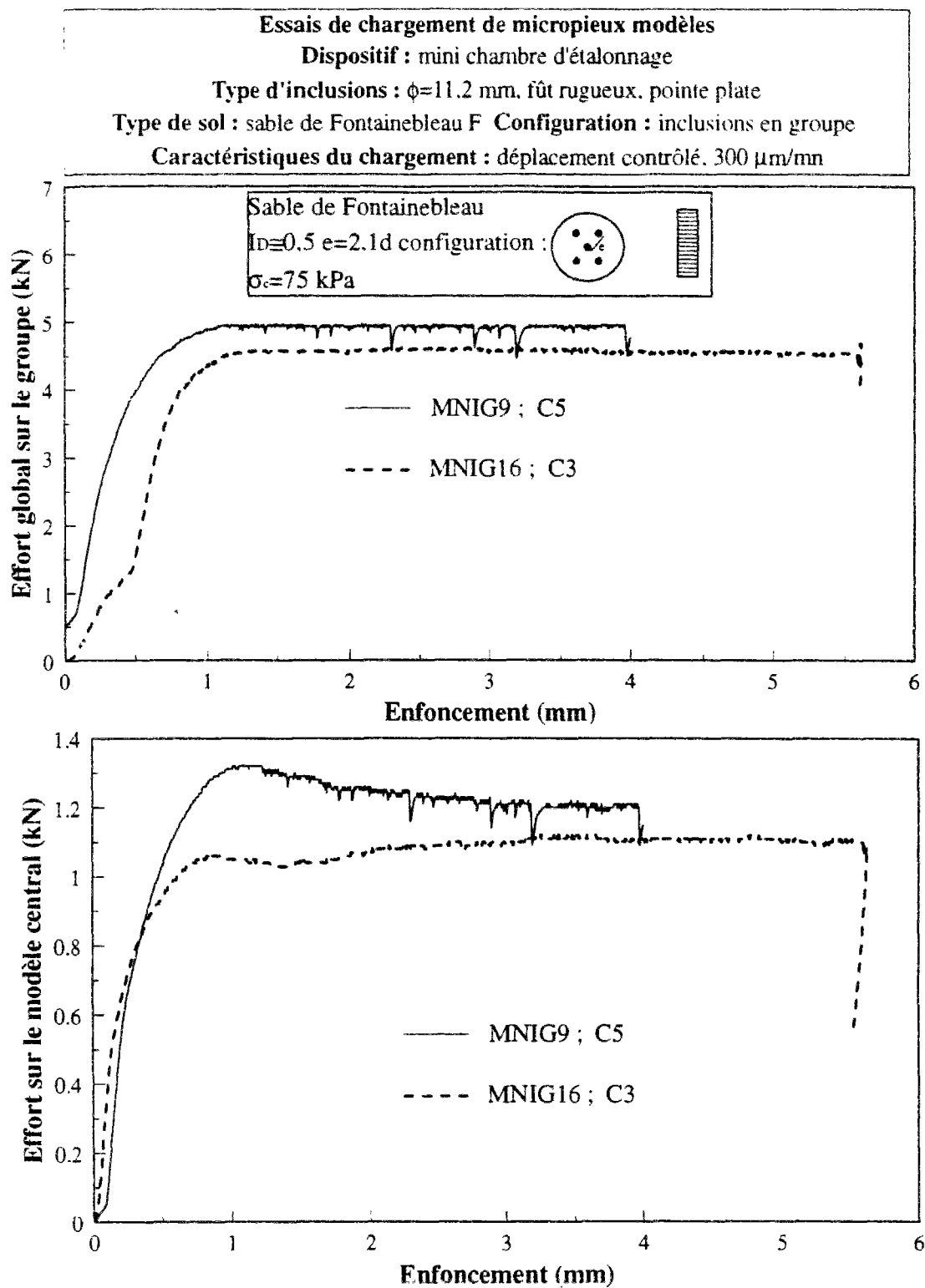




*Figure 1 Influence de la contrainte de consolidation sur la réponse des cellules à 5 modèles : cas des modèles à fût rugueux et pointe conique*



**Figure 2 Influence de l'indice de densité initial sur la réponse des cellules à 5 modèles : cas des modèles à fût rugueux et pointe conique**

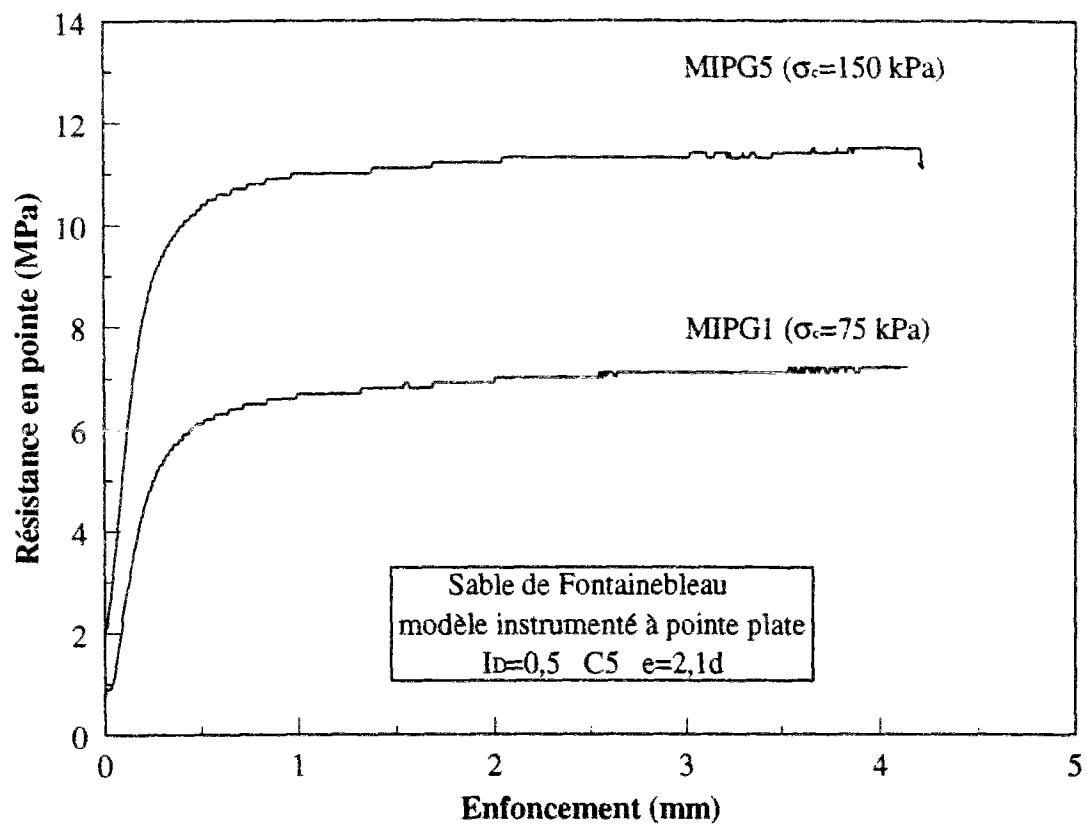


**Figure 3** Influence de l'ordre d'installation des modèles sur la réponse observée : cas du sable à densité moyenne, espacement  $2,1d$  et contrainte de consolidation de 75 kPa



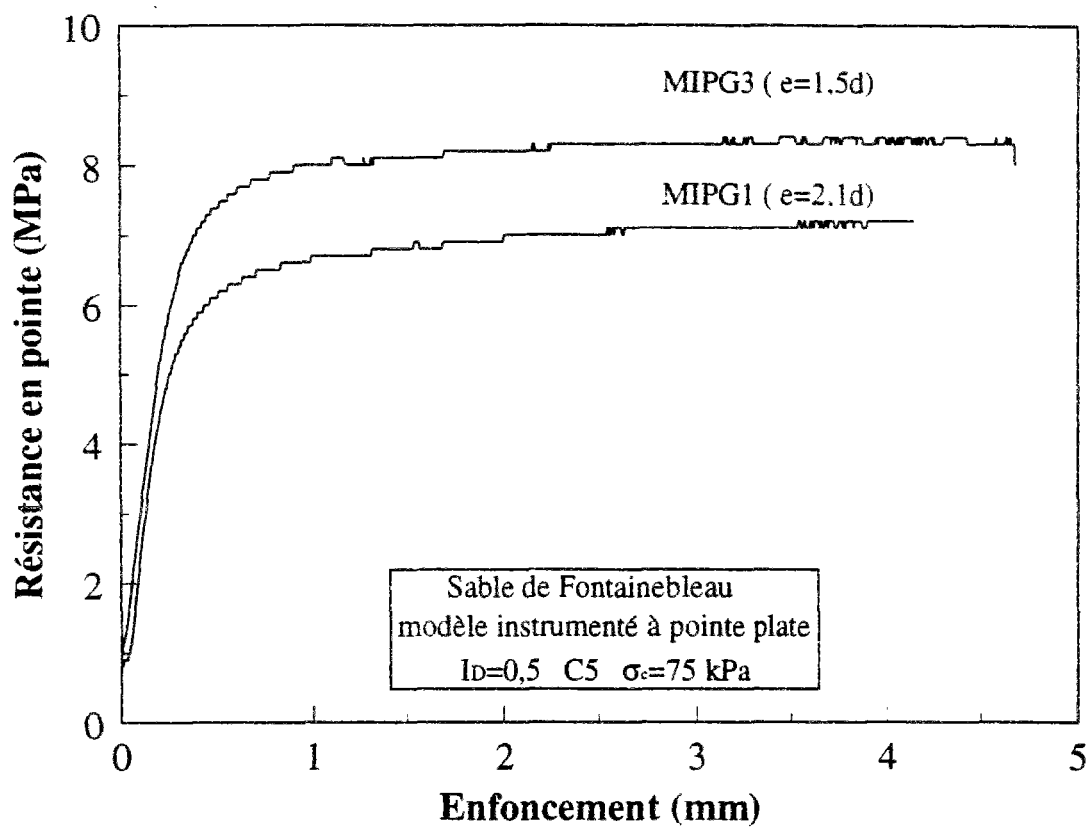
## ***ANNEXE 4***



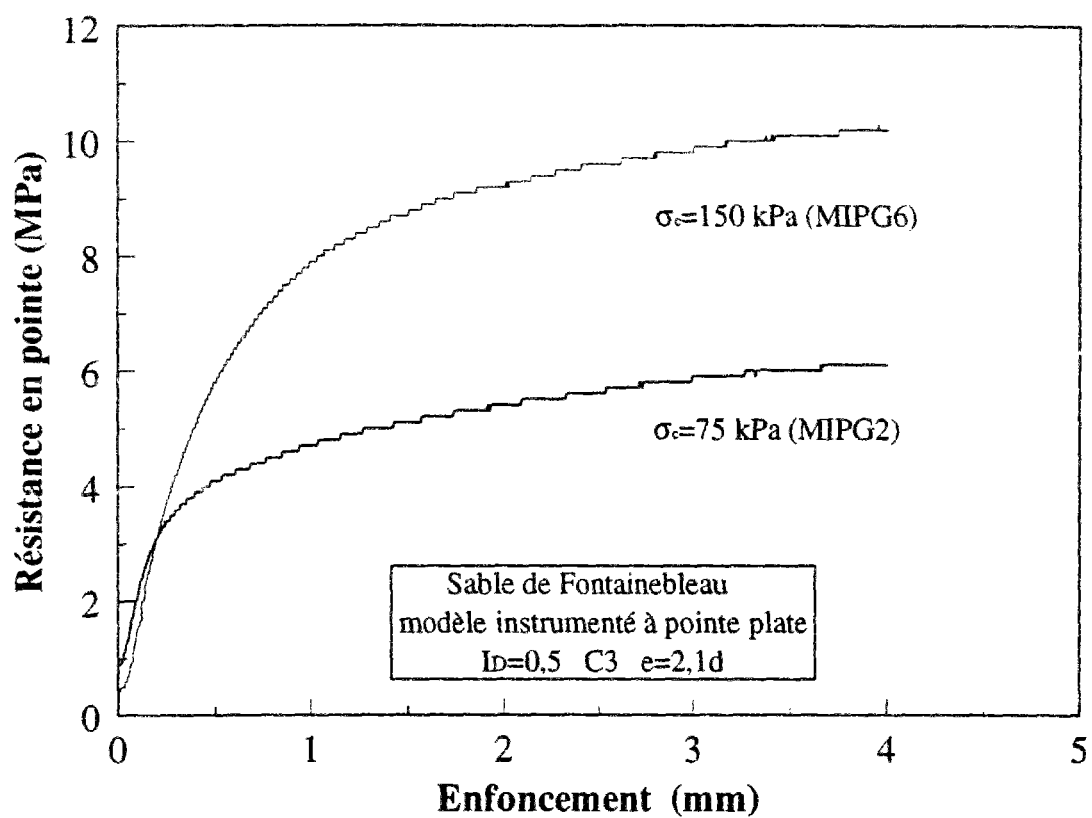


**Figure 1** Influence de la contrainte de consolidation sur la mobilisation de la résistance en pointe : cas de l'ordre d'installation C5





*Figure 2 Influence de l'entr'axe relatif sur la mobilisation de la résistance en pointe : cas de l'ordre d'installation C5*



**Figure 3** Influence de la contrainte de consolidation sur la mobilisation de la résistance en pointe : cas de l'ordre d'installation C3



## ***ANNEXE 5***



ESSAI OEDOMETRIQUE  $K_0$

chantier	: Sable de Fontainebleau	état	: sable sec
densité	: densité faible		:
sol	: sable très fin		FON03

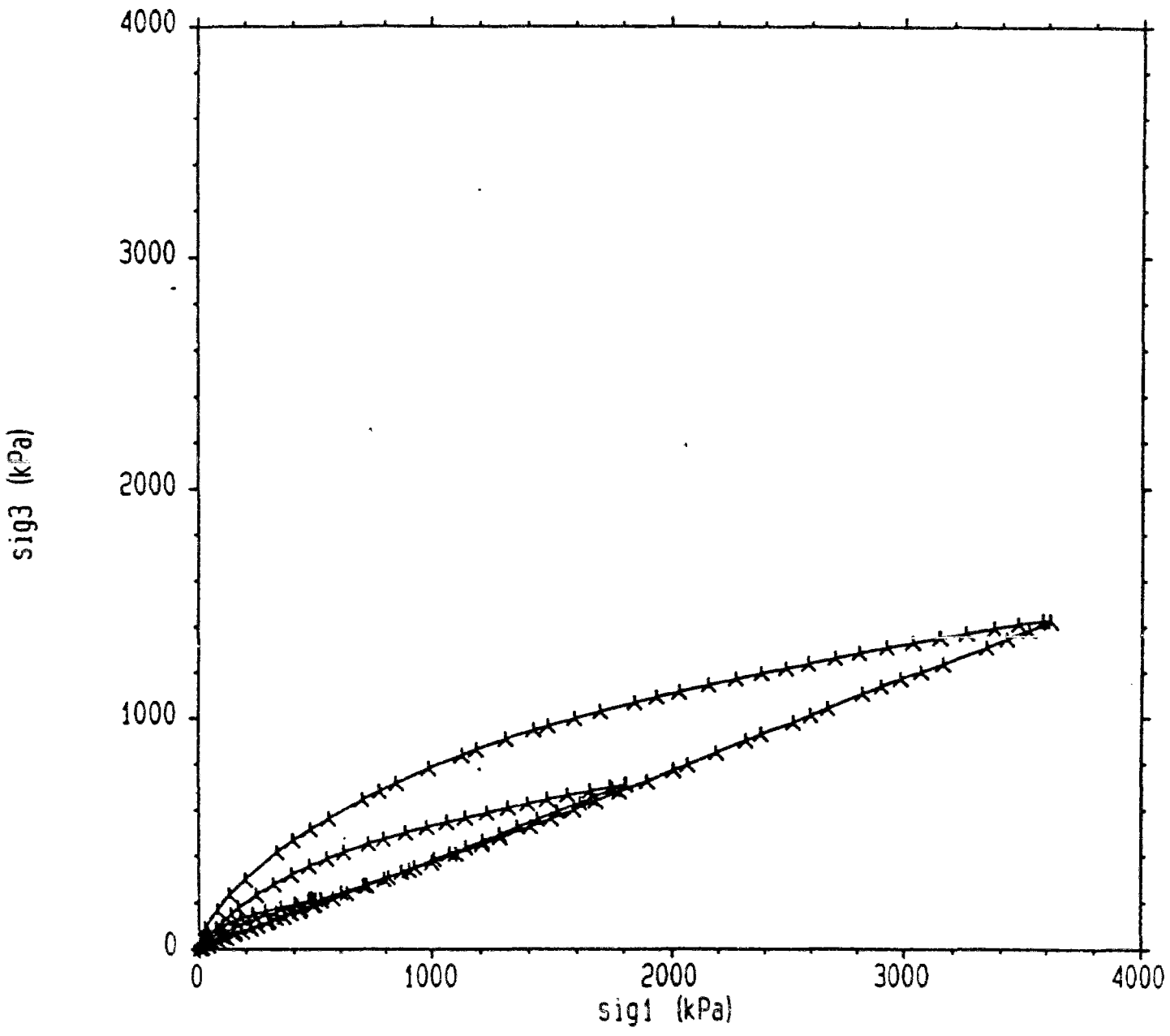


Figure 1 Chemin des contraintes suivi au cours d'un essai oedométrique ; essai destiné à la détermination du coefficient  $K_0$ .

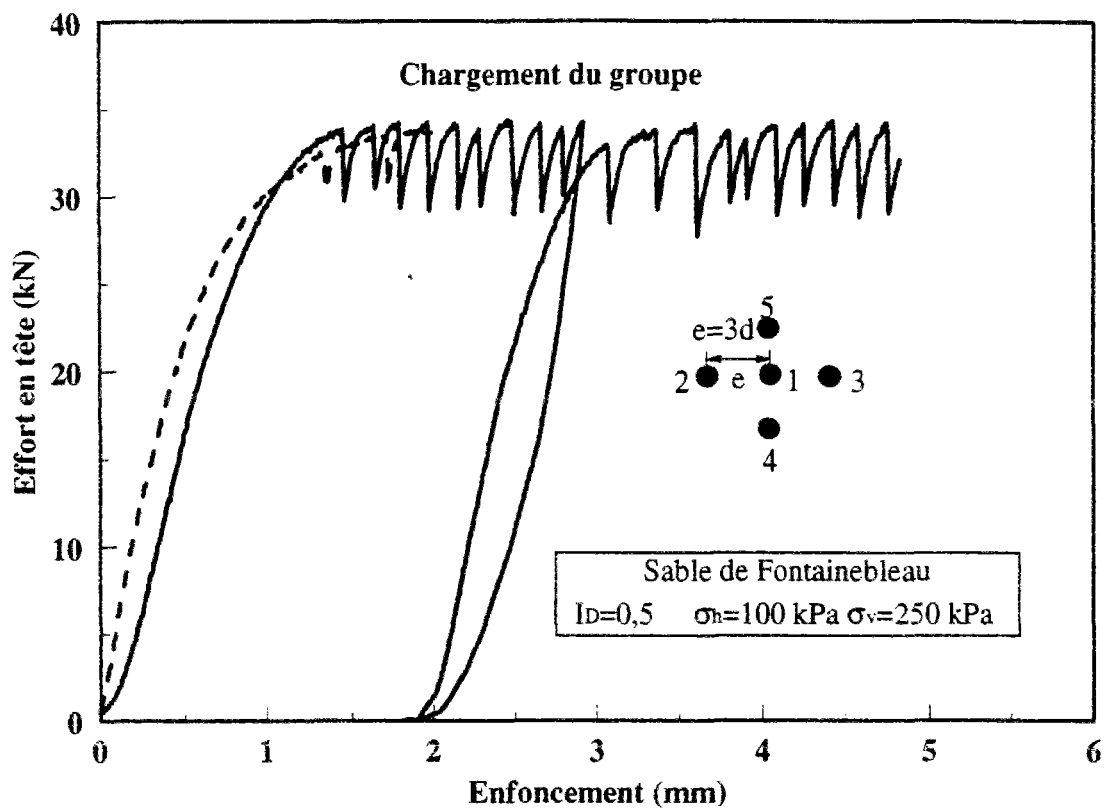


Figure 2 Essais de répétabilité ; effort global appliqué sur la cellule élémentaire

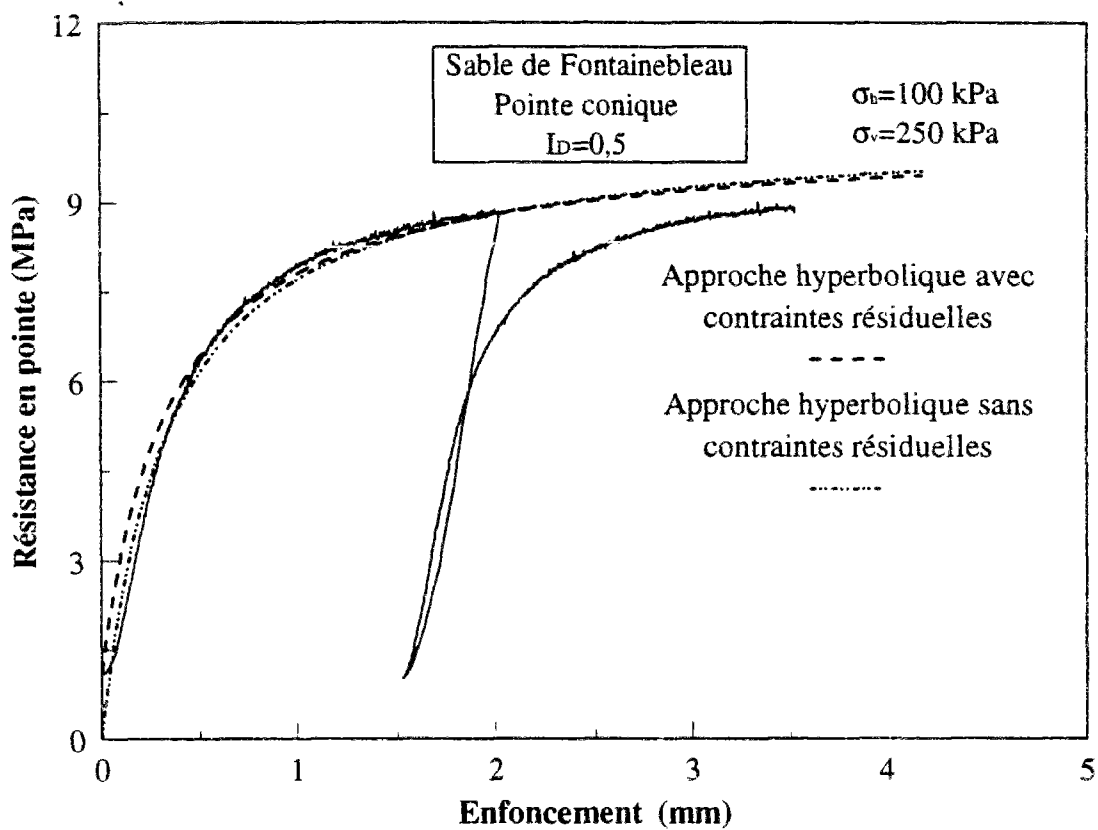
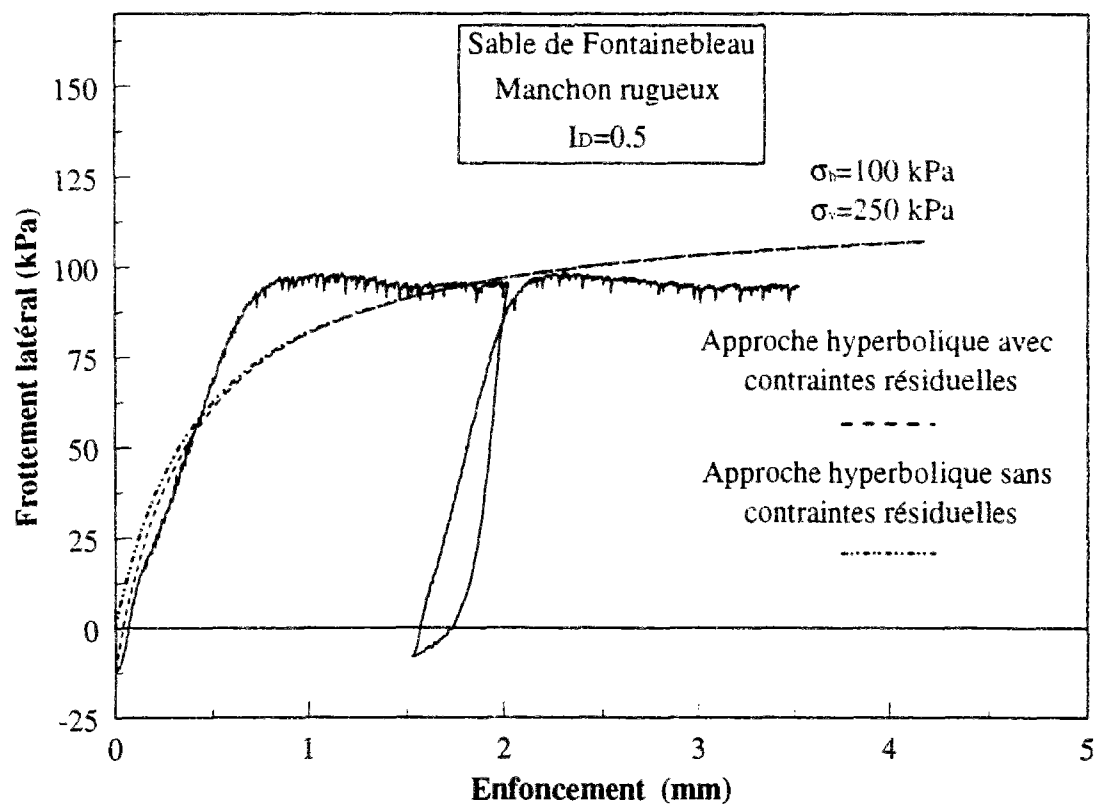


Figure 3 Modélisation par une loi hyperbolique du frottement latéral et de la résistance en pointe pour un modèle isolé ; essai en chambre d'étalonnage



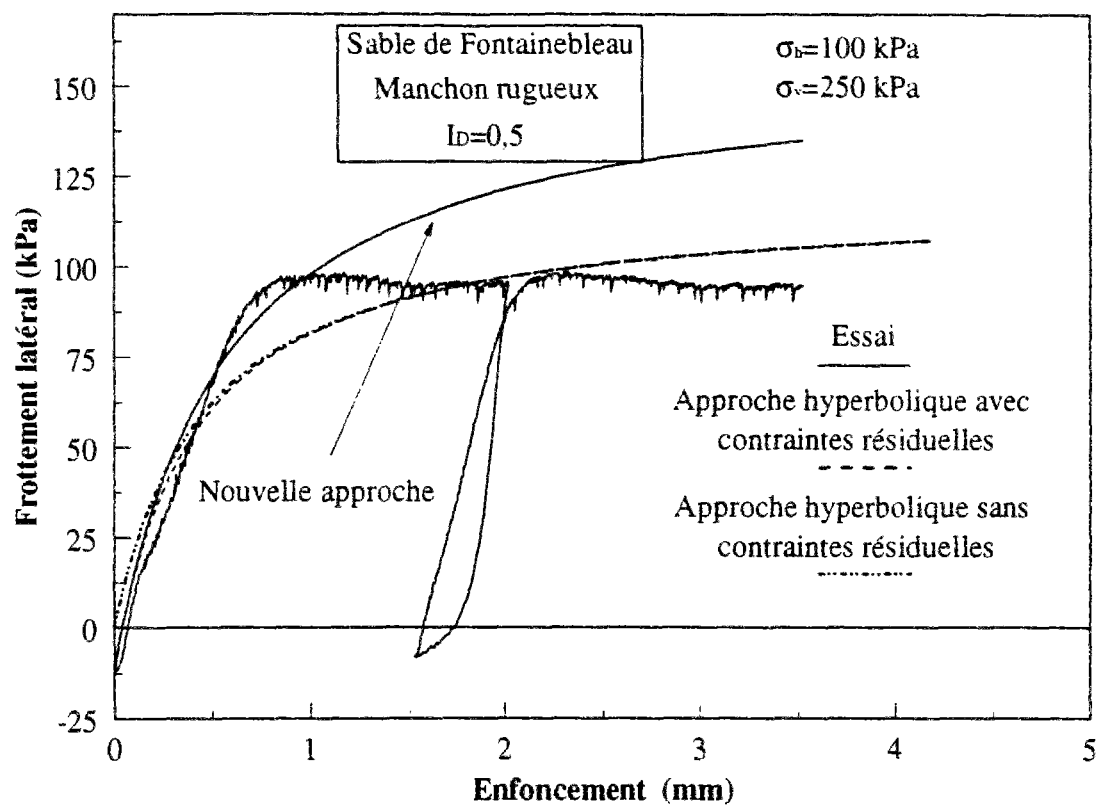
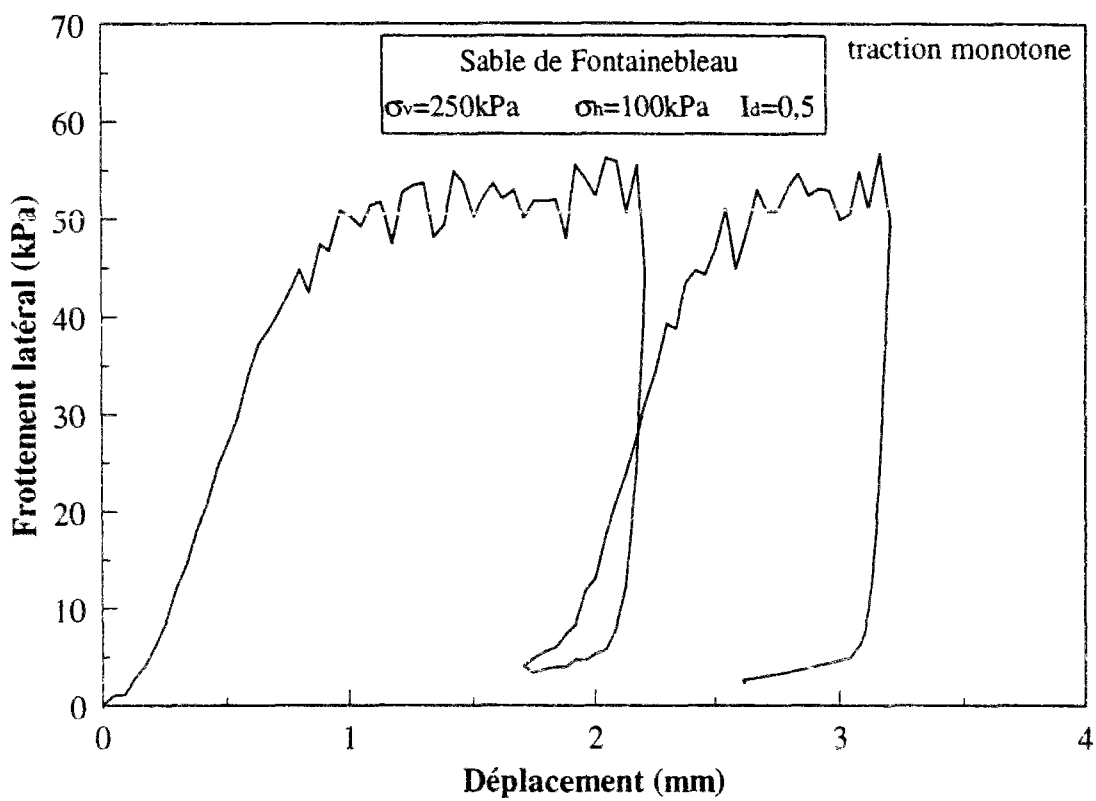
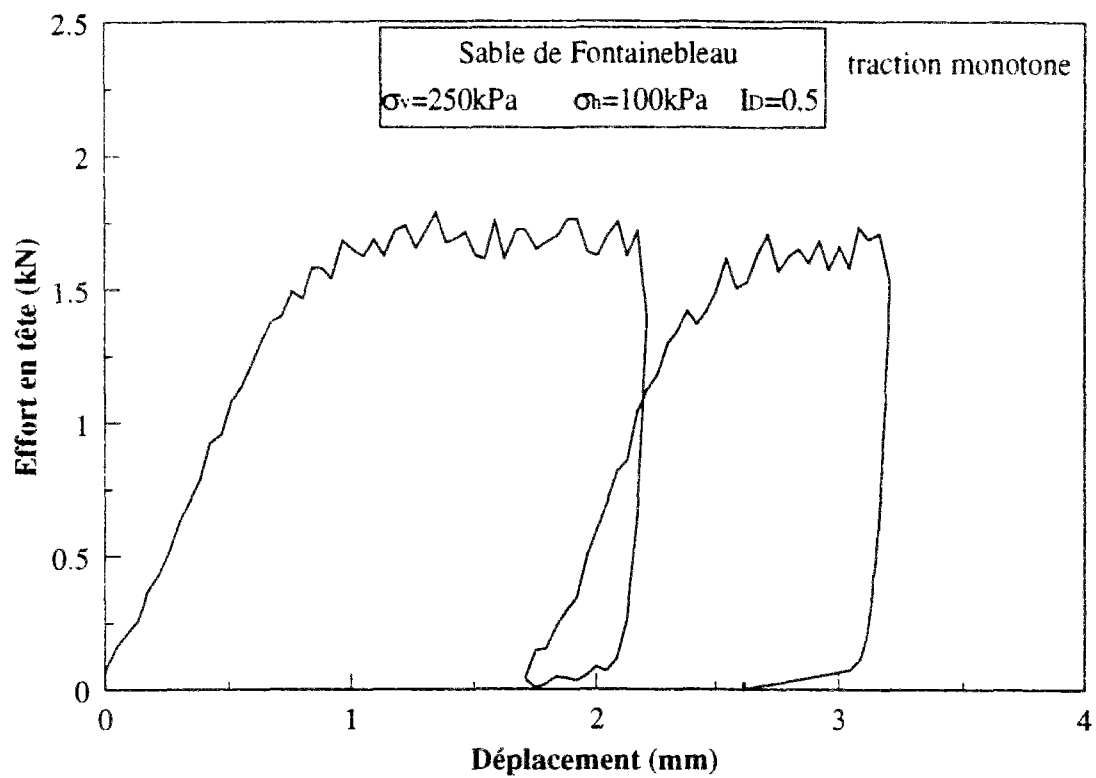


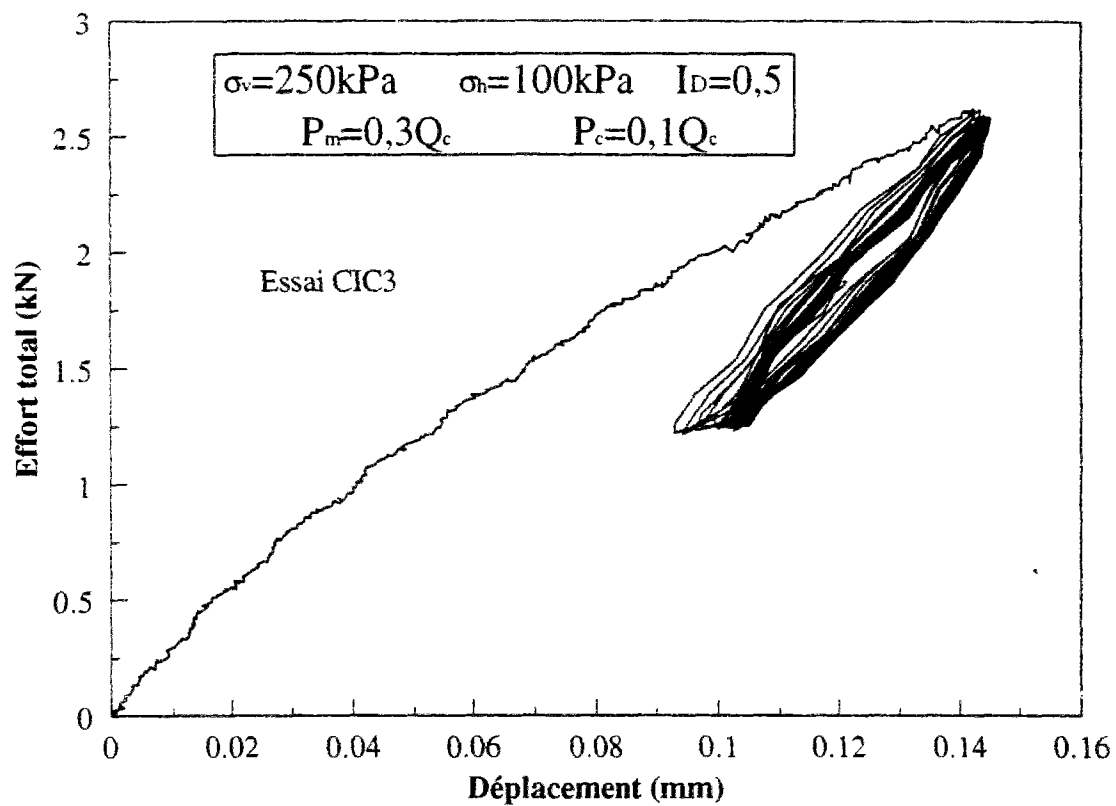
Figure 4 Comparaisons entre les différentes approches de modélisation du frottement latéral

## ***ANNEXE 6***





**Figure 1** Evolution de l'effort en tête et du frottement latéral an fonction du déplacement.  
Essai de traction statique



*Figure 2 Evolution de l'effort en tête en fonction du déplacement ; Essai CIC3*

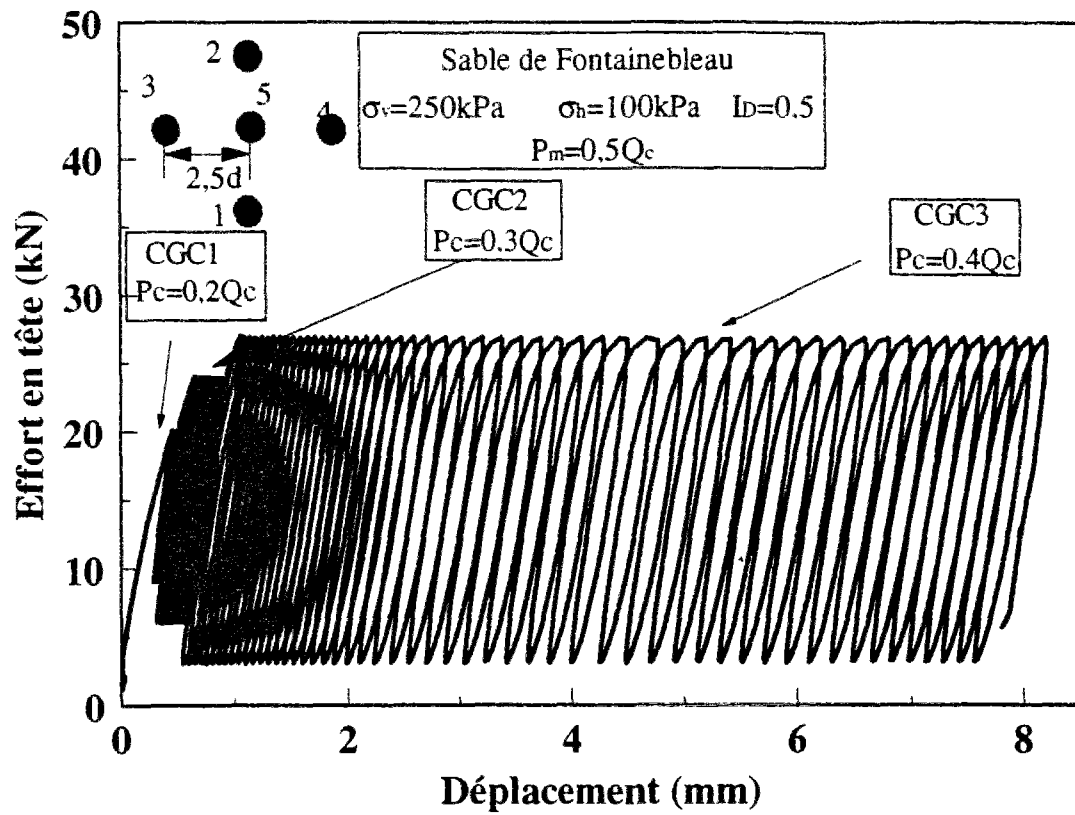
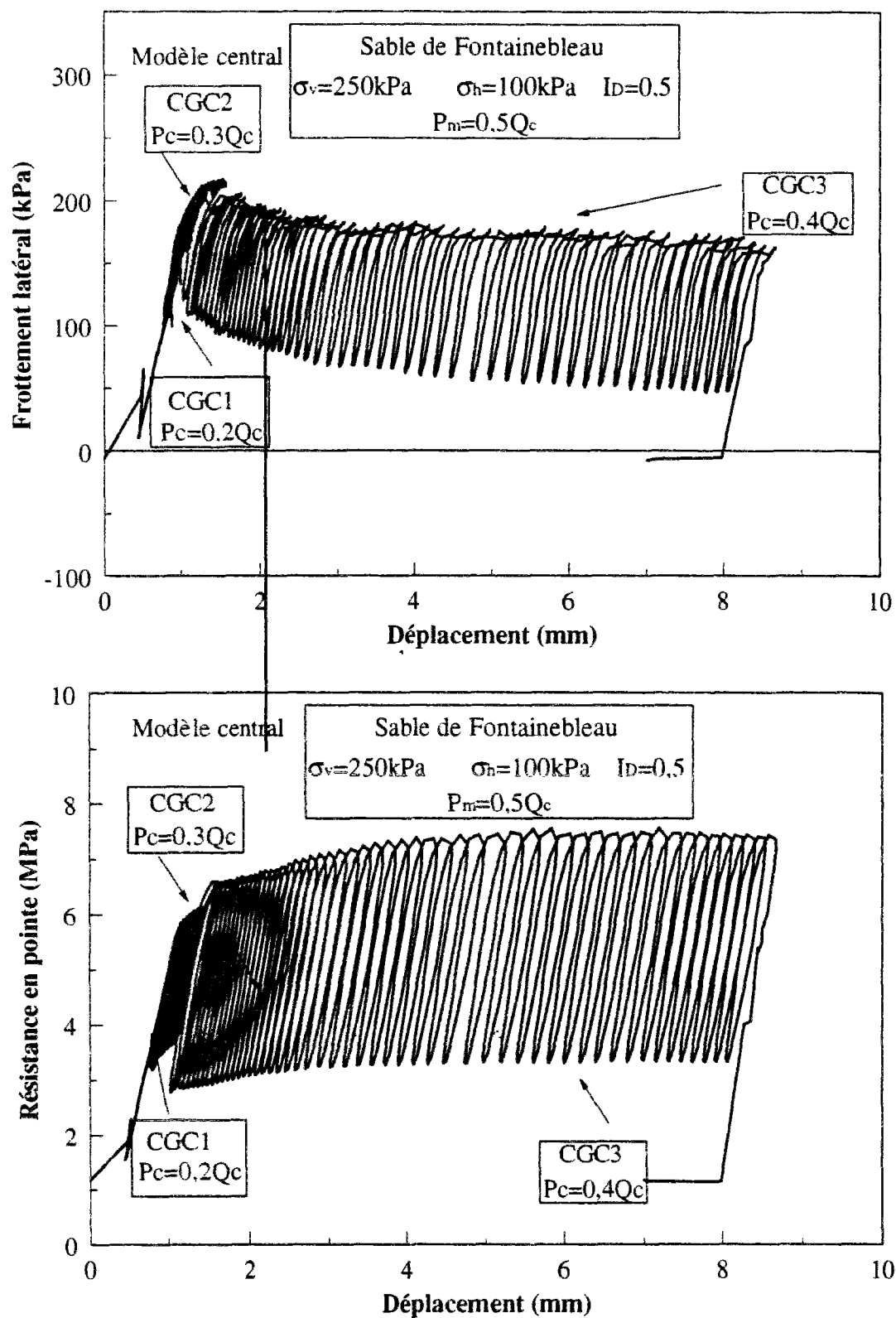


Figure 3 Evolution de l'effort en tête au cours d'un chargement cyclique sur une cellule élémentaire de 5 micropieux modèles ; Essai CGC1, CGC2 et GGC3



*Figure 4 Réponse du modèle situé au centre de la cellule élémentaire ; Evolution du frottement latéral et de la résistance en pointe en fonction du déplacement au cours du chargement cyclique*